

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

**INTERAÇÃO SOLO-SUORTE DE TÚNEIS CONSTRUÍDOS EM SOLO MOLE**  
**EM PROCESSO DE ADENSAMENTO**

**RAIMUNDO FRANCISCO PÉREZ LEÓN**

**ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr.**

**CO-ORIENTADOR: BERNARDO CAICEDO HORMAZA, Ph.D.**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD-184/2023**

**BRASÍLIA/DF: ABRIL/2023**

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

**INTERAÇÃO SOLO-SUORTE DE TÚNEIS CONSTRUÍDOS EM SOLO MOLE EM  
PROCESSO DE ADENSAMENTO**

**RAIMUNDO FRANCISCO PÉREZ LEÓN.**

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

APROVADA POR:

---

PROF. JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, Dr. (UnB)  
(ORIENTADOR)

---

PROF. BERNARDO CAICEDO HORMAZA, PhD. (UNIANDES)  
(CO-ORIENTADOR)

---

PROF. GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, DSc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

PROF. GABRIEL AUVINET GUICHARD, Dr. (UNAM)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

---

PROF. MIGUEL ANGEL CABRERA CABRERA, PhD. (TU Delft)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 14 de abril de 2023

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

PÉREZ, RAIMUNDO FRANCISCO

Interação solo-suporte de túneis construídos em solo mole em processo de adensamento. Distrito Federal, 2023.

xvii, 168 p, 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2023)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- |                           |                     |
|---------------------------|---------------------|
| 1. Túneis                 | 2. Solo mole        |
| 3. Interação solo-suporte | 4. Modelagem física |
| I. ENC/FT/UnB             | II. Doutor          |

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

PÉREZ, R.F. (2023). Interação solo-suporte de túneis construídos em solo mole em processo de adensamento. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-184/2023, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 186 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Raimundo Francisco Pérez León.

TITULO DA TESE DE DOUTORADO: Interação solo-suporte de túneis construídos em solo mole em processo de adensamento.

GRAU / ANO: Doutor / 2023

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

Raimundo Francisco Pérez León

Secretaria PPGG – SG-12 – Campus Universitário Darcy Ribeiro – Asa Norte

70.910-900 - Brasília/DF - Brasil

[rai88mundo@gmail.com](mailto:rai88mundo@gmail.com)

## DEDICATÓRIA

*À memória de minha avó e de minhas tias-avós*

*Erena, Ito e Chela Bartlett.*



## AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Juan Félix Rodríguez Rebolledo, por suas ideias, ajuda e apoio no desenvolvimento da pesquisa.

Ao professor Bernardo Caicedo Hormaza por suas ideias durante o desenvolvimento da pesquisa e pela disponibilização dos laboratórios e equipamentos da *Universidad de los Andes*.

A José Naranjo, Julieth Monroy, Jairo Acosta e Alejandro Peña pela ajuda na elaboração e realização dos ensaios desta pesquisa durante minha estadia na *Universidad de los Andes*.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro.

Aos meus colegas e amigos cubanos, brasileiros e colombianos do Programa da Pós-graduação em Geotecnia.

A toda minha família, especialmente aos meus pais, Raimundo e Erena, meu irmão Sergio e minha esposa Arlety, por todo apoio durante todo este tempo.

## RESUMO

Nos últimos anos, tem sido observado um aumento acentuado na construção de túneis em regiões de solos moles, principalmente em áreas urbanas, visando atender a várias finalidades, como transporte (viário, ferroviário e metroviário) e sistemas de coleta de esgotos (Kochen, 2005).

Muitas cidades estão se desenvolvendo sobre solos moles: Shangai, Bangkok, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapura, Bogotá, Cidade de México, entre outras. Assim, fenômenos relacionados ao rebaixamento dos níveis de água no solo e as conseqüentes mudanças nas condições de trabalho das estruturas subterrâneas são frequentemente observados nessas cidades (Rodríguez, 2016).

Medidas de tensão total em suporte de túneis construídos em argilas saturadas em Londres, Chicago e Detroit indicam que a tensão vertical aumenta com o tempo, chegando, em alguns casos, a ser superior ao valor inicial da tensão total do solo (Peck, 1969; Tchegotarioff, 1979). Um caso extremo ocorre nas argilas moles sujeitas ao processo de adensamento induzido pela diminuição da pressão hidrostática original nos aquíferos que subjazem às argilas lacustres, como no vale do México. Neste caso, na medida em que o rebaixamento piezométrico aumenta, o topo do túnel é submetido a incrementos de carga e suas laterais sofrem perda de confinamento devido à redução da pressão de água. Esta diferença de tensões induz significativos esforços de flexão e compressão no suporte (Tamez *et al.*, 1997; Rodríguez *et al.*, 2013).

Este trabalho tem como objetivo estudar a interação solo-suporte de túneis construídos em solos moles em processo de adensamento, mediante a modelagem física em centrífuga geotécnica, o que permite reproduzir as tensões de campo em um modelo em uma versão reduzida e acelerar os efeitos dos fenômenos ligados ao adensamento. O referido procedimento proporciona uma redução considerável na escala do tempo quando comparado a um protótipo, por exemplo. Para obter a distribuição de esforços atuantes no suporte a longo prazo, quando submetido a rebaixamento piezométrico, foram instaladas oito células de tensão total e cinco piezômetros no suporte do túnel, assim como dezesseis *strain gauges* para obter os momentos fletores e esforços axiais. Já para obter a magnitude do rebaixamento foram dispostos cinco piezômetros no solo a diferentes profundidades. Adicionalmente, foram dispostos três extensômetros na superfície para obter os recalques.

## Abstract

In recent years there has been a marked increase in the use of tunnels built on soft soils, especially in urban regions, to serve a variety of purposes, such as transportation (road, rail and subway), and as part of sewage collection systems (Kochen, 2005).

Many cities are developing on soft soils: Shanghai, Bangkok, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapore, Bogota, Mexico City, among others. These cities have been presenting related phenomena such as the lowering of water levels in the soil that change the working conditions of underground structures (Rodríguez, 2016).

Measurement of pressure in tunnel lining built in saturated clays in London, Chicago, and Detroit (Peck 1969; Tchebotarioff 1979) shows that vertical pressure evolves over time, sometimes exceeding the initial value of total ground pressure at tunnel axis level,  $\gamma \cdot H_0$ . An extreme case of this evolution corresponds to the soft clays subjected to a densification process induced by the abatement of the original hydrostatic pressure in the aquifers that underlie the lacustrine clays, as in the valley of Mexico; in this case, as the piezometric abatement increases, the top of the tunnel liner is subjected to load increases, and at the same time, the sides of the tunnel liner experience a loss of confinement due to reduced water pressure. Pressure differentiation induces important stresses on flexion and compression in the lining (Tamez *et al.*, 1997; Rodríguez *et al.*, 2013).

In this work we study the soil-lining interaction of tunnels built in soft soils subjected to a consolidation process through physical modeling in geotechnical centrifuge, which allows to reproduce the field stresses in a model in a reduced version of the prototype and to accelerate the effects of consolidation phenomena, allowing a considerable reduction in the time scale in relation to the prototype. To obtain long-term stress distribution acting on the support when subjected to piezometric abatement, eight tension cells and five piezometers were installed in the tunnel lining, as well as 16 strain gauges to obtain bending moments and axial forces. In addition, five piezometers were placed in the soil mass at different depths to obtain the magnitude of the piezometric abatement and three surface extensometers to obtain the surface settlements.

## Sumário

1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Motivação .....	2
1.3. Objetivo geral .....	3
1.4. Hipóteses .....	3
1.5. Objetivos específicos .....	4
1.6. Metodologia .....	5
1.7. Escopo da tese .....	5
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	7
2.1. Túneis em solos moles em processo de adensamento .....	7
2.1.1. Cidades assentes em solos moles .....	7
2.1.2. Problemática dos projetos de túneis em solos moles .....	8
2.2. Modelagem em centrífuga geotécnica de túneis em solos moles .....	9
2.2.1. Modelagem em centrífuga geotécnica .....	9
2.2.2. Objetivo dos ensaios com modelos reduzidos em centrífuga .....	10
2.2.3. Princípios da modelagem em centrífuga .....	11
2.2.4. Leis de escala na modelagem em centrífuga .....	12
2.3. Estudos existentes sobre a modelagem em centrífuga de túneis em solos moles em processo de adensamento .....	16
2.4. Depósitos de solos diatomáceos .....	21
2.5. Materiais utilizados na modelagem de solos moles em centrífuga geotécnica .....	23
3. MODELO DE REFERÊNCIA .....	25
3.1. Estratigrafia .....	25
3.2. Condições piezométricas e estado inicial na massa de solo .....	28
3.3. Descrição do fenômeno da subsidência regional .....	29
3.4. Efeito da subsidência regional .....	31
3.5. Características do túnel .....	34
3.5.1. Suporte primário .....	34
3.5.2. Suporte secundário .....	36
3.6. Casos de análise .....	36
4. SOLO DIATOMÁCEO RECONSTITUÍDO PROPOSTO .....	37
4.1. Descrição do solo .....	37
4.2. Processo de reconstituição .....	40
4.3. Propriedades de compressibilidade .....	41
4.4. Estimativa dos tempos de voo .....	47

4.5.	Obtenção do perfil de tensões do solo considerado no modelo.....	49
4.6.	Propriedades de resistência ao cisalhamento.....	51
4.7.	Obtenção dos parâmetros para a modelagem numérica .....	54
4.7.1.	Modelo <i>Hardening-Soil</i> (HS).....	54
4.7.2.	Informações obtidas a partir do ensaio de adensamento .....	58
4.7.3.	Informações obtidas a partir de ensaios triaxiais.....	59
4.7.4.	Calibração dos parâmetros obtidos para o modelo HS.....	60
5.	MODELAGEM EM CENTRÍFUGA.....	64
5.1.	Características da centrífuga.....	64
5.2.	Dimensões do modelo e casos de análise .....	65
5.2.1.	Dimensões e características da caixa do modelo.....	65
5.2.2.	Configuração final dos modelos .....	65
5.3.	Propriedades dos materiais .....	67
5.3.1.	Material granular .....	67
5.3.2.	Suporte do túnel.....	68
5.4.	Parâmetros a serem avaliados nos modelos físicos .....	71
5.5.	Instrumentação .....	71
5.5.1.	Disposição geral .....	71
5.5.2.	Células de tensão total .....	72
5.5.3.	Piezômetros .....	73
5.5.4.	<i>Strain Gauges</i> .....	77
5.5.5.	LVDT no túnel .....	78
5.5.6.	LVDTs na superfície .....	79
5.5.7.	Sistema de aquisição de dados .....	79
5.6.	Montagem do modelo.....	80
5.7.	Etapas e tempos de voo .....	86
6.	RESULTADOS .....	88
6.1.	Perfil de resistência não drenada e teor de umidade na camada de solo mole .....	88
6.2.	Perfil piezométrico .....	89
6.3.	Deslocamentos superficiais .....	91
6.4.	Distribuição das tensões totais no suporte.....	93
6.5.	Variação da poropressão no suporte.....	98
6.6.	Deformações desenvolvidas no suporte .....	99
6.7.	Momento e esforço axial no suporte do túnel .....	102
6.8.	Convergência vertical.....	105
7.	CONCLUSÕES.....	106

8. SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	109
9. BIBLIOGRAFIA.....	111
APÊNDICE A – Ensaio de compressão diametral no tubo de alumínio.....	122
APÊNDICE B – Ensaio no solo mole.....	127
APÊNDICE C – Ensaio no solo granular .....	133
APÊNDICE D – Ensaio de palheta .....	134
APÊNDICE E – Calibração dos instrumentos .....	135
E.1. Medidor de deslocamento a laser.....	135
E.2. Células de tensão total .....	135
E.3. LVDT instalado dentro do túnel .....	139
E.4. LVDT instalados na superfície .....	140
E.5. Piezômetros ou transdutores de poropressão .....	141
APÊNDICE F – Resultados obtidos por meio da instrumentação .....	150
F.1. Medidor de deslocamento a laser.....	150
F.2. Células de tensão total.....	150
F.3. LVDT instalado dentro do túnel.....	155
F.4. LVDT instalados na superfície.....	156
F.5. Piezômetros .....	156
F.6. <i>Strain gauges</i> .....	161
APÊNDICE G – Curvas obtidas na etapa de adensamento.....	165

## Lista de Figuras

Figura 2.1. Problemática gerada em túneis causada pelo fenômeno da subsidência regional induzida pelo bombeamento (Modificado de Phien et al., 2006). .....	9
Figura 2.2. Princípio da modelagem em centrífuga. ....	11
Figura 2.3. Arranjo da instrumentação no modelo (Ariizumi et al., 2005). ....	16
Figura 2.4. Arranjo da instrumentação ao redor do tubo (Ariizumi et al., 2005). ....	17
Figura 2.5. Desenvolvimento das tensões totais ao longo do tempo (Ariizumi et al., 2005). ....	18
Figura 2.6. Vista dos modelos ensaiados (Ma et al., 2010). ....	19
Figura 2.7. Arranjo da instrumentação ao redor do tubo de alumínio (Ma et al. (2010)). ....	20
Figura 2.8. Distribuição da tensão normal total ao longo do tempo no caso N°1 (Ma et al. (2010)). ....	20
Figura 2.9. Distribuição da tensão total normal ao longo do tempo no caso N°2 (Ma et al. (2010)). ....	21
Figura 2.10. Distribuição da deformação transversal ao longo do tempo (Ma et al. (2010)). ....	21
Figura 3.1. Zoneamento geotécnica da Cidade de México (Zaldívar, 2013). ....	25
Figura 3.2. Perfis estratigráficos da zona do lago da Cidade do México (Rodríguez, 2010). ....	26
Figura 3.3. Esquema geral da trajetória do TEO. ....	27
Figura 3.4. Condições piezométricas e estado de esforços efetivos atuais (Rodríguez e Auvinet, 2012). ....	29
Figura 3.5. Variação da subsidência regional com o tempo, medido na superfície (Rodríguez et al., 2012). .....	29
Figura 3.6. Evolução da subsidência regional (Laboratório de Geoinformática, 2009). ....	30
Figura 3.7. Velocidades da subsidência Regional em (cm/ano), 2000 – 2005 (Laboratório de Geoinformática, 2009). ....	31
Figura 3.8. Emerção aparente das estacas e outras estruturas (Zaldívar, 2013). ....	32
Figura 3.9. Deformação da caixa da linha A do Metrô (Zaldívar, 2013). ....	32
Figura 3.10. Trinca característica numa zona de transição (Santoyo, 2008). ....	33
Figura 3.11. Subsidência no monumento do Ángel de la Independencia (Rodríguez, 2010). ....	34
Figura 3.12. Suporte primário de aduelas, cinco aduelas mais cunha (Schmitter, 2016). ....	36
Figura 3.13. Casos considerados nas análises: a) Caso I, b) Caso II. ....	37
Figura 4.1. Vista microscópica das frústulas de Aulacoseira Granulata. (Caicedo et al., 2019). ....	38
Figura 4.2. Curvas granulométricas. ....	39
Figura 4.3. Carta de plasticidade. ....	40
Figura 4.4. Procedimento de preparação e adensamento da lama. a) Mistura manual; b) Misturador industrial de palheta; c) Adensamento mediante cargas; d) Adensamento no consolidômetro mini-pneumático. ....	41
Figura 4.5. a) Moldagem do corpo de prova; b) Ensaio de adensamento. ....	42
Figura 4.6. Curvas de compressibilidade. ....	43
Figura 4.7. a) Relação entre o coeficiente de compressibilidade e o limite líquido, b) Relação entre o índice de vazios a 100 kPa e o limite líquido, c) Relação entre os coeficientes de compressão e recompressão (modificado de Caicedo et al. 2018). ....	44
Figura 4.8. a) Variação do coeficiente de adensamento com a tensão de adensamento para ambos os solos estudados; b) razão entre coeficientes de adensamento para diferentes valores de tensão; c) variação do coeficiente de permeabilidade com a tensão de adensamento; d) razão entre coeficientes de permeabilidade para diferentes valores de tensão. ....	46
Figura 4.9. Perfil de poropressão (u) para diferentes graus de adensamento (U) para: a) M1; b) M2; e c) variação de U com o tempo para os três cenários. ....	48
Figura 4.10. (a) Protótipo, (b) Índice de vazios, (c) Perfil de tensões efetivas, obtido a partir da curva de compressibilidade do ensaio de adensamento. ....	49
Figura 4.11. Dosagem e mistura 50% caulim - 50% TD com água por meio de um misturador industrial. ....	50

Figura 4.12. Procedimento da obtenção do perfil de solo: a) colocação da camada de areia; b) colocação do geotêxtil; c) colocação do papel de filtro; d) vertimento da lama; e) colocação do papel filtro; f) colocação do geotêxtil; g) adensamento mediante colocação de cargas; h) adensamento no consolidômetro pneumático. ....	50
Figura 4.13. Amostragem e armazenamento das amostras: a) amostras retiradas com tubo Shelby; b) amostras protegidas com parafina e armazenadas de modo a não perder umidade.....	51
Figura 4.14. Ensaio triaxial tipo CU: a) configuração final do corpo de prova; b) ensaio. ....	52
Figura 4.15. Resultados do ensaio triaxial tipo CU. a) Tensão desviadora vs deformação axial; b) Poropressão vs deformação axial; c) Diagrama $p'$ vs $q$ .....	52
Figura 4.16. Ensaio de permeabilidade no solo mole. a) Preparação do ensaio; b) Ensaio. ....	53
Figura 4.17. Ensaio de adensamento. a) Moldagem do corpo de prova; b) Curva de compressibilidade para o ensaio de adensamento na amostra adensada até 200 kPa.....	53
Figura 4.18. Relação hiperbólica de tensão-deformação para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado (Brinkgreve, Engin and Swolfs, 2015). ....	55
Figura 4.19. Determinação do modulo Eoed e Eur, oed por meio do resultado do ensaio de adensamento. ....	57
Figura 4.20. Superfície de plastificação do modelo Hardening Soil: a) no plano p-q; b) no espaço de tensões principais para solos não coesivos. (Brinkgreve, Engin and Swolfs, 2015) .....	58
Figura 4.21. Módulo edométrico normalizados vs. tensão de adensamento normalizada calculada a partir do ensaio de adensamento unidimensional.....	59
Figura 4.22. Variação do modulo $E_{50}$ normalizado com a tensão confinante normalizada.....	60
Figura 4.23. Malha de elementos finitos utilizada para simulação do ensaio triaxial. ....	61
Figura 4.24. Resultados de laboratório e curvas de ajuste obtidas com o modelo HS para o ensaio triaxial CU e o ensaio de adensamento: a) deformação axial vs. tensão desviadora ( $\epsilon_1$ vs. $q$ ); b) curva de compressibilidade ( $\epsilon_1$ vs. $\sigma_1'$ ); c) deformação axial vs. poropressão ( $\epsilon_1$ vs. $u$ ); d) trajetória de tensões ( $p'$ vs. $q$ ). ....	63
Figura 4.25. Relação entre o ângulo de atrito e o índice de plasticidade para ambos os solos reconstituídos (100K e 50K-50TD) e vários solos diatomáceos e não diatomáceos (modificado de Shiwakoti et al. 2002). ....	64
Figura 5.1. Centrífuga geotécnica utilizada (Universidad de los Andes). ....	65
Figura 5.2. Caixa utilizada na centrífuga.....	66
Figura 5.3. Fenômeno de rebaixamento da poropressão com a profundidade (Rodríguez, 2015): a) condição hidrostática; b) condição abatida. ....	66
Figura 5.4. Dimensões do modelo. ....	67
Figura 5.5. Casos analisados (dimensões em cm): a) túnel apoiado em estrato de areia (Modelo N°1); b) túnel em meio argiloso (Modelo N°2).....	67
Figura 5.6. Materiais granulares utilizados na pesquisa. a) Areia média utilizada na camada superior; b) Areia grossa utilizada na camada de drenagem.....	68
Figura 5.7. Curvas granulométricas da areia média do Guamo e da areia grossa utilizada na camada de drenagem. ....	68
Figura 5.8. Esquema da instrumentação (em cm): a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	72
Figura 5.9. Esquema da instrumentação no suporte do túnel. ....	72
Figura 5.10. Célula de tensão total Flexiforce A301.....	73
Figura 5.11. Cilindros de acrílico sobre as células de tensão total. ....	73
Figura 5.12. Piezômetros em miniatura do tipo: a) Honeywell 26PCDFA6G e 26PCFFA6G; b) OMEGADYNE PX600-500GV. ....	74
Figura 5.13. Posição dos piezômetros em miniatura dentro do tubo.....	74
Figura 5.14. Piezômetros instalados dentro da massa de solo: a) parte que fica dentro da massa de solo; b) parte de que fica fora da caixa do modelo.....	75



Figura 5.15. Calibração dos piezômetros posicionados no solo utilizando uma câmara triaxial. ....	75
Figura 5.16. Detalhe da montagem para calibrar os piezômetros a diferentes campos gravitacionais: a) posição dos piezômetros dentro da caixa; b) suporte para os piezômetros a serem inseridos na massa de solo. ....	76
Figura 5.17. a) Vista do strain gauge Omega em miniatura; b) colocação dos strain gauges no modelo do túnel. ....	78
Figura 5.18. Transformador diferencial de variação linear (LVDT) tipo LD400-2,5 acoplado na tampa do tubo de alumínio. ....	79
Figura 5.19. Rebaixamento da parte superior e inferior das tampas do tubo. ....	79
Figura 5.20. Transdutores diferenciais de variação linear (LVDT), utilizados para medir os recalques na superfície. ....	80
Figura 5.21. Sistema de aquisição de dados. ....	80
Figura 5.22. Sequência da preparação do modelo: a) colocação da camada de areia grossa e do piezômetro N°6; b) instalação do geotêxtil; c) instalação das mangueiras de drenagem e do papel filtro. ....	81
Figura 5.23. Colocação do geotêxtil e do papel filtro nos piezômetros instalados no tubo. ....	81
Figura 5.24. Colocação do tubo no modelo: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	82
Figura 5.25. a) Colocação do papel filtro no topo da camada de argila; b) colocação do geotêxtil acima do papel filtro. ....	82
Figura 5.26. Adensamento mediante cargas: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	83
Figura 5.27. Compactador pneumático utilizado para obter o perfil de solo por adensamento. ....	83
Figura 5.28. Colocação do papel de filtro: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	84
Figura 5.29. Colocação da camada de areia: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	85
Figura 5.30. Montagem da caixa na plataforma do braço. ....	85
Figura 5.31. Posição dos LVDT de superfície. ....	86
Figura 5.32. Etapas de voo durante o ensaio. ....	87
Figura 6.1. a) Perfil de resistência não drenada na camada de argila ( $S_u$ ); b) teor de umidade na camada de argila. ....	88
Figura 6.2. Valores de $S_u \sigma'v$ vs profundidade. ....	89
Figura 6.3. Perfil piezométrico: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	90
Figura 6.4. Rebaixamento da poropressão em relação à raiz quadrada do tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	91
Figura 6.5. Variação da poropressão normalizada pelo valor inicial em relação à raiz quadrada do tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	91
Figura 6.6. Variação dos recalques (subsistência) na superfície do modelo N°1 induzidos pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo. ....	92
Figura 6.7. Variação dos recalques (subsistência) na superfície do modelo N°2 induzidos pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo. ....	92
Figura 6.8. Deslocamentos verticais medidos na superfície vs raiz quadrada do tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	93
Figura 6.9. Bacia de recalque (subsistência) na superfície do modelo N°1 induzidos pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo. ....	93
Figura 6.10. Bacia de recalque (subsistência) na superfície do modelo N°2 induzidos pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo. ....	94
Figura 6.11. Tensões totais ao redor do suporte do tubo durante o rebaixamento piezométrico: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	95
Figura 6.12. Acréscimo dos esforços totais no suporte do túnel durante o rebaixamento piezométrico: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	96
Figura 6.13. Variação da tensão total no suporte do túnel ao longo do tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	97

Figura 6.14. Variação da tensão total normalizada no suporte do túnel ao longo do tempo: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2. ....	97
Figura 6.15. Comparação das tensões totais normalizadas medidas no suporte do túnel em ambos os modelos para: a) 1 h; b) 2 h; c) 8 h. ....	98
Figura 6.16. a) Rebaixamento da poropressão ao redor do tubo durante a etapa de drenagem; b) variação da poropressão normalizada pelo valor inicial em relação à raiz quadrada do tempo. ....	99
Figura 6.17. a) Rebaixamento piezométrico ao redor do túnel durante a etapa de drenagem no modelo N°2; b) decréscimo da poropressão ao redor do túnel normalizada pelo valor inicial. ....	99
Figura 6.18. Magnitude das deformações sofridas pelo tubo durante a etapa de drenagem: a) modelo N° 1; b) modelo N°2. ....	100
Figura 6.19. Deformações normalizadas pelo valor inicial vs tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	101
Figura 6.20. Deformação no suporte do túnel referente as leituras de zero, duas e oito horas: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2. ....	101
Figura 6.21. Valores de deformações normalizadas no suporte do túnel referentes as leituras de zero, uma, duas e oito horas: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2. ....	102
Figura 6.22. Variação do momento com o tempo: a) modelo N° 1; b) modelo N°2. ....	103
Figura 6.23. Variação da força axial com o tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2. ....	104
Figura 6.24. Momento fletor transversal no suporte do túnel referente as leituras de zero, uma, duas, quatro e oito horas: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2. ....	104
Figura 6.25. Força axial induzida pelo abatimento piezométrico ao redor do tubo: a) modelo N° 1; b) modelo N°2. ....	105
Figura 6.26. Aumento do momento (a) e a força axial (b) no teto e parede do túnel. ....	105
Figura 6.27. Convergência vertical no modelo N°1 ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo. ....	106
Figura 6.28. Zoom da convergência vertical no modelo N°1 induzida pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo. ....	106
Figura A.1. Tubo de alumínio com dois strain gauges instalados. a) na parede externa; b) na parede interior. ....	122
Figura A.2. Medidor de deslocamento a laser, Optex CD22-35VM12 com alcance de 35 mm ± 15 mm. ....	122
Figura A.3. Ensaio de resistência à compressão diametral no tubo de alumínio. a) Esquema do ensaio; b) Montagem do ensaio. ....	123
Figura A.4. Strain gauge miniatura, Omega KFG-2N-120-C1-11L1M2R. ....	123
Figura A.5. Modelagem da resistência à compressão do tubo de alumínio no ABAQUS. a) Modelo tridimensional; b) Malha. ....	124
Figura A.6. Influência da densidade de malha no modelo com elementos tipo shell, utilizando como variável de controle o deslocamento vertical (U2). ....	124
Figura A.7. Modelo numérico do anel de alumínio no PLAXIS 2D. ....	124
Figura A.8. Comparação dos resultados de deformação no topo do tubo obtidos pelo ensaio de compressão diametral e modelos numéricos. ....	125
Figura A.9. Diagramas de esforços para a seção transversal da parede do tubo. a) Esforço de flexão; b) Esforço axial. ....	125
Figura A.10. Resultados do momento fletor e da força axial na lateral do tubo. ....	126
Figura B.1. Círculo de Mohr para as tensões totais. ....	132
Figura B.2. Círculo de Mohr para as tensões efetivas. ....	132
Figura E.1: Curva de calibração do medidor de deslocamento a laser. ....	135
Figura E.2. Calibração das células de tensão total. a) Pesos utilizados na calibração; b) Procedimento da calibração. ....	135
Figura E.3. Curvas de calibração das células de tensão total. ....	139
Figura E.4. Calibração do LVDT tipo LD400-2,5. a) Equipamento de calibração; b) Curva de calibração. ....	139

Figura E.5. Curva de calibração dos transformadores diferenciais de variável linear (LVDTs) locados na superfície dos modelos. ....	141
Figura E.6. Curvas de calibração dos transdutores de poropressão (PPT) inseridos no solo utilizando a câmara triaxial. ....	143
Figura E.7. Leitura dos PPT instalados no suporte do tubo. ....	144
Figura E.8. Leitura dos PPT instalados na massa de solo. ....	144
Figura E.9. Curva de calibração dos PPT instalados no suporte do túnel. ....	146
Figura E.10. Curva de calibração dos PPT do perfil de solo. ....	146
Figura E.11. Leitura dos PPT colocados na massa de solo no modelo N°2. ....	147
Figura E.12. Leitura dos PPT instalados no suporte do túnel no modelo N°2. ....	148
Figura E.13. Curva de calibração dos PPT inseridos na massa de solo no modelo N°2. ....	149
Figura E.14. Curva de calibração dos PPT instalados no suporte do túnel no modelo N°2. ....	149
Figura F.1. Leitura do medidor de deslocamento a laser. ....	150
Figura F.2. Leitura das células de tensão total no Modelo N°1, a partir do voo de 80g. ....	151
Figura F.3. Leitura das células de tensão total no modelo N°2, a partir do voo de 30g. ....	152
Figura F.4. Tensões totais durante a etapa de rebaixamento piezométrico no modelo N°1. ....	153
Figura F.5. Tensões totais durante a etapa de rebaixamento piezométrico no modelo N°2. ....	153
Figura F.6. Equações de ajuste para as leituras das células de tensão total durante o ensaio no modelo N°1. ....	154
Figura F.7. Equações de ajuste para as leituras das células de tensão total durante o ensaio no modelo N°2. ....	155
Figura F.8. Leituras do LVDT instalado dentro do túnel. ....	156
Figura F.9. Leituras dos LVDTs de superfície. a) Modelo N°1; b) Modelo N°2. ....	156
Figura F.10. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) colocados na massa de solo no modelo N°1. ....	157
Figura F.11. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) colocados na massa de solo no modelo N°2. ....	157
Figura F.12. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) instalados no suporte do túnel no modelo N°1. ....	158
Figura F.13. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) instalados no suporte do túnel no modelo N°2. ....	159
Figura F.14. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) inseridos na massa de solo no modelo N°1. ....	159
Figura F.15. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) inseridos na massa de solo no modelo N°2. ....	160
Figura F.16. Rebaixamento de poropressão ao redor do túnel no modelo N°2. ....	161
Figura F.17. Leituras dos strain gauges no modelo N°1, iniciando as leituras a partir do voo de 80g. ....	162
Figura F.18. Leituras dos strain gauges no modelo N°2, começando as leituras a partir do voo a 30g. ....	162
Figura F.19. Ajuste das leituras dos strain gauges posicionados no interior do tubo no modelo N°1, a partir do início da etapa de drenagem. ....	163
Figura F.20. Ajuste das leituras dos strain gauges posicionados no interior do tubo no modelo N°2, a partir do início da etapa de drenagem. ....	164
Figura G.1. Gráfico de pressão vs tempo – molde cilíndrico. ....	165
Figura G.2. Gráfico de pressão vs tempo – Modelo N°1. ....	165
Figura G.3. Gráfico de pressão vs tempo – Modelo N°2. ....	165
Figura G.4. Controle das etapas de adensamento pelo método de Tylor para o modelo do cilindro. ....	166
Figura G.5. Controle das etapas de adensamento pelo método de Tylor para o modelo N°1. ....	167
Figura G.6. Controle das etapas de adensamento pelo método de Tylor para o modelo N°2. ....	168

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1. Leis de escala na centrífuga geotécnica.....	13
Tabela 3.1. Propriedades de deformabilidade e resistência ao cisalhamento da estratigrafia considerada como representativa da zona de estudo (Rodríguez et al., 2012). .....	28
Tabela 3.2. Resumo dos trechos do TEO (modificado - Juárez, 2012). .....	35
Tabela 4.1. Composição mineralógica da TD (AGROPULLI, 2019). .....	38
Tabela 4.2. Resumo das propriedades de compressibilidade para 100K e 50K-50TD. ....	45
Tabela 4.3. Propriedades da mistura caulim 50% - TD 50% adensada a 200 kPa. ....	53
Tabela 4.4. Parâmetros de compressibilidade calculados a partir do ensaio de adensamento unidimensional. ....	59
Tabela 4.5. Parâmetros de rigidez e resistência obtidos a partir de ensaios triaxiais CU.....	60
Tabela 4.6. Parâmetros obtidos para o modelo HS que melhor se ajustam aos ensaios de laboratório. ....	62
Tabela 5.1. Características da centrífuga geotécnica utilizada (Universidad de los Andes). ....	65
Tabela 5.2. Classificação dos dutos quando a rigidez relativa (Pires, 2017).....	70
Tabela 5.3. Tempo de voo no modelo e no protótipo.....	87
Tabela B.1: Dados do ensaio de granulometria pelo método de sedimentação realizado na mistura de solo mole constituído por 50% caulim – 50% TD. ....	127
Tabela B.2: Primeiro ensaio de massa específica dos grãos realizado na amostra de 50% caulim – 50% TD. ....	128
Tabela B.3: Segundo ensaio de massa específica dos grãos realizado na amostra de 50% caulim – 50% TD. ....	129
Tabela B.4: Ensaio de plasticidade realizado na amostra 100 % caulim.....	130
Tabela B.5: Ensaio de plasticidade realizado na amostra 50 % caulim – 50 % TD. ....	131
Tabela B.6: Resultados do ensaio de permeabilidade no permeâmetro de carga constante. ....	132
Tabela C.1: Dados do ensaio de granulometria realizado na areia média do Guamo. ....	133
Tabela C.2: Dados do ensaio de granulometria realizado na areia grossa da camada de drenagem. ....	133
Tabela D.1: Resultados obtidos nos ensaios de palheta realizados antes e após o voo no modelo N°1.....	134
Tabela D.2: Resultados obtidos nos ensaios de palheta realizados antes e após o voo no modelo N°2.....	134
Tabela E.1: Calibração do medidor do deslocamento a laser.....	135
Tabela E.2: Calibração da célula de tensão total N°1. ....	136
Tabela E.3: Calibração da célula de tensão total N°2. ....	136
Tabela E.4: Calibração da célula de tensão total N°3. ....	136
Tabela E.5: Calibração da célula de tensão total N°4. ....	136
Tabela E.6: Calibração da célula de tensão total N°5. ....	137
Tabela E.7: Calibração da célula de tensão total N°6. ....	137
Tabela E.8: Calibração da célula de tensão total N°7. ....	137
Tabela E.9: Calibração da célula de tensão total N°8. ....	138
Tabela E.10: Calibração do LVDT instalado dentro do túnel. ....	139
Tabela E.11: Calibração do LVDT de superfície N°1.....	140
Tabela E.12: Calibração do LVDT de superfície N°2.....	140
Tabela E.13: Calibração do LVDT de superfície N°3.....	140
Tabela E.14: Calibração do piezômetro N°10.....	141
Tabela E.15: Calibração do piezômetro N°9.....	141
Tabela E.16: Calibração do piezômetro N°8.....	141
Tabela E.17: Calibração do piezômetro N°7.....	142
Tabela E.18: Calibração do piezômetro N°6.....	142
Tabela E.19: Dados dos valores de voltagens e dos valores teóricos de poropressão para os piezômetros instalados no suporte do tubo. ....	145

Tabela E.20: Dados dos valores de voltagens e dos valores teóricos de poropressão para os piezômetros instalados na massa de solo .....	145
Tabela E.21: Leituras dos piezômetros instalados na massa de solo.....	148
Tabela E.22: Leituras dos piezômetros instalados no tubo. ....	148

## Lista de Símbolos, Nomenclatura e Abreviações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society of Testing Material
C	Célula de tensão total de solo
C <sub>0</sub>	Valor da tensão total do solo imediatamente antes do início do processo de drenagem
C <sub>n</sub>	Valor da tensão total de solo
C <sub>c</sub>	Índice de compressão / Coeficiente de curvatura
CIUC	Ensaio triaxial CU de compressão adensados isotropicamente
CAUC	Ensaio triaxial CU de compressão adensado anisotropicamente
C <sub>s</sub>	Índice de recompressão
C <sub>u</sub>	Coeficiente de uniformidade
c <sub>u</sub>	Resistência não drenada obtida no ensaio triaxial
c <sub>v</sub>	Coeficiente de adensamento vertical
CU	Ensaio triaxial tipo adensado não drenado
d	Distância de drenagem
D <sub>50</sub>	Diâmetro das partículas que passam o 50%
ε <sub>1</sub>	Deformação axial
e <sub>max</sub>	Índice máximo de vazios
e <sub>min</sub>	Índice mínimo de vazios
E <sub>oed</sub>	Modulo de rigidez tangente ou edométrico
γ <sub>nat</sub>	Densidade natural
γ <sub>sat</sub>	Densidade saturada
g	Aceleração da gravidade
G <sub>s</sub>	Peso específico dos sólidos
JGS	Japanese Geotechnical Society
κ	Inclinação da linha do trecho de descompressão-recompressão
λ	Inclinação da linha do trecho de compressão virgem
I <sub>p</sub>	Índice de plasticidade
M	Parâmetro M
N	Fator de escala
NBR	Norma Brasileira
OCR	Relação de pré-adensamento
p'	Tensão isotrópica
PP	Poropressão
PP <sub>0</sub>	Valores da poropressão antes do início do rebaixamento piezométrico
PPT	Transdutor de poropressão
q	Tensão desviatória
σ <sub>1</sub>	Esforço total maior
σ <sub>3</sub>	Esforço total menor
σ' <sub>3</sub>	Esforço efetivo menor na falha
σ <sub>1f</sub>	Esforço total maior na falha
σ <sub>3f</sub>	Esforço total menor na falha
SG	Strain gauge
Su	Resistência não drenada obtida no ensaio de palheta
T <sub>v</sub>	Fator tempo
TD	Terra de diatomáceas
TEO	<i>Túnel Emisor Oriente</i>
u	Poropressão
U	Grau de adensamento
w <sub>L</sub>	Limite de liquidez
w <sub>P</sub>	Limite de plasticidade

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Antecedentes

A subsidência do solo é um fenômeno geológico resultante do adensamento do solo. O bombeamento extensivo de águas subterrâneas de aquíferos profundos em áreas urbanas causou grandes rebaixamentos piezométricos e subsidência alarmante em muitas grandes cidades em todo o mundo, tais como: Xangai (Cui *et al.*, 2015; Wu *et al.*, 2017), Bangkok (Phien-wej *et al.*, 2006), Jacarta (Abidin *et al.*, 2015), Tóquio (Ishii *et al.* 1970; Yakamoto, 1995), Osaka (Murayama, 1970; Yakamoto, 1995), Taipei (Chen *et al.*, 2007), Manila (Rodolfo, 2014), Hanói (Dang *et al.*, 2014), Houston (Buckley *et al.*, 2003), Bogotá (Rodríguez-Rincón, *et al.* 2020), Cidade do México (Rodríguez-Rebolledo *et al.* 2015, Auvinet *et al.*, 2017), entre outras. Geralmente, a subsidência resulta em um movimento relativamente lento, mas pode causar sérios problemas estruturais e econômicos ao longo do tempo, incluindo danos a edificações, infraestrutura (estradas, diques) e estruturas subterrâneas (túneis, drenagem, tubulações).

Nos últimos anos, tem-se observado um aumento acentuado na construção de túneis em solos moles, principalmente em regiões urbanas, com a finalidade de atender aos sistemas de transporte viário, ferroviário e metropolitano e aos sistemas de coleta de esgotos, por exemplo (Kochen, 2005). Conforme observado por Peck (1969) e Tchegotarioff (1979) em túneis construídos em argilas saturadas em Londres, Chicago e Detroit, há aumento da tensão total do solo atuante no suporte dos túneis ao longo do tempo, podendo chegar a valores superiores aos valores iniciais de pressão total do solo. Kusakabe e Ariizumi (2005) analisaram cinco túneis construídos em solo mole na área metropolitana de Tóquio. As deformações apresentadas a longo prazo têm forma elíptica com o aparecimento de rachaduras, ocorridas durante o rebaixamento piezométrico devido ao bombeamento.

Um caso extremo ocorre quando argilas moles são sujeitas ao processo de adensamento, induzido pela diminuição da pressão hidrostática original nos aquíferos subjacentes às argilas lacustres, como no vale do México. Neste caso, na medida que o rebaixamento piezométrico aumenta, o topo do túnel é submetido a incrementos de carga e, simultaneamente, as laterais sofrem perda de confinamento devido à redução da poropressão. Tamez *et al.* (1997) e Rodríguez *et al.* (2013) indicam que esta diferença de pressão induz significativos esforços de flexão e compressão no suporte. Portanto, os autores recomendam considerar os efeitos do fenômeno em projetos de túneis construídos nos depósitos lacustres da Cidade do México, fornecendo rigidez adequada ao suporte e garantindo a operação do túnel a longo prazo.

De acordo com Mair (2008), devido ao elevado custo de monitoramento, geralmente, as medições são interrompidas logo após a etapa de construção, sendo relativamente escassas as medições a longo prazo em suportes de túneis. Portanto, a modelagem centrífuga, como consequência da grande vantagem de acelerar os efeitos relacionados ao adensamento do solo, é uma ferramenta útil para a investigação de problemas geotécnicos associados a este fenômeno, uma vez que permite uma considerável redução de tempo em relação ao protótipo. Nos últimos anos, poucas pesquisas têm publicado situações semelhantes (Ariizumi *et al.*, 2005; Kusakabe e Ariizumi, 2005 e Ma *et al.*, 2010), mas que apresentam limitações em relação ao problema estudado nesta pesquisa.

## **1.2. Motivação**

Na zona lacustre da Cidade do México, os túneis são construídos com dois suportes (Figura 1.1), uma vez que estão sujeitos a um duplo processo de adensamento. O primeiro processo ocorre devido à mudança nas tensões efetivas gerada pela escavação e construção do próprio túnel (Kirsch 1898, Morgan 1961, Wood 1975, Curtis 1976, Alberro 1983, Bobet 2001, Auvinet e Rodríguez-Rebolledo 2010, Zaldívar *et al.* 2012). O segundo ocorre em função da diminuição das pressões intersticiais, devido ao bombeamento de água de estratos profundos (Alberro e Hernández 1989, Farjeat e Delgado 1988, Equihua 2000, Flores 2010). Sabe-se que o primeiro afeta apenas o suporte primário, visto que o excesso de poropressão se dissipa logo após a escavação do túnel (Gutiérrez e Schmitter, 2010). Por sua vez, o segundo atua de modo contínuo sobre ambos os suportes durante todo seu tempo de serviço.

O Túnel Emisor Oriente (TEO), localizado na Cidade de México, é um dos exemplos onde foi necessária a construção de dois suportes: um suporte primário de 0,35 m de espessura, formado por um anel de aduelas, e um anel contínuo de concreto de 0,35 m de espessura, que requer uma quantidade significativa de aço quando a redução total das pressões intersticiais é considerada nas análises. O suporte primário, se colocado sozinho, estaria exposto a esforços de flexão elevados a que não consegue resistir, devido às juntas entre aduelas. O problema se resume a um aumento no custo do túnel em relação a outros túneis construídos em solo mole sem abatimento piezométrico.





Figura 1.1. Suporte dobro usado na construção de túneis na Cidade de México.

A modelagem centrífuga é uma ferramenta adequada para a investigação de muitos problemas geotécnicos, sendo capaz de reproduzir, em um modelo de pequena escala, níveis de tensão equivalentes àqueles observados em um protótipo em escala real. Destaca-se que a grande vantagem deste método para a geotecnia consiste em acelerar os efeitos dos fenômenos ligados ao adensamento. A escala de tempo no modelo de escala reduzida permite uma redução de tempo considerável em relação ao protótipo em escala real, o que é extremamente vantajoso. A lei de escala para o tempo de adensamento sugere que este fenômeno ocorre  $N^2$  vezes mais rápido no protótipo em escala reduzida em relação àquele em escala real.

Diante do exposto, surgiu a motivação para utilizar modelos físicos na avaliação da magnitude das forças totais atuantes nos suportes de um túnel em um solo mole e utilizar os resultados do modelo físico na calibração de modelos numéricos. O túnel é formado por dois suportes e o solo sofre o processo de adensamento devido à redução das pressões intersticiais. Espera-se que os resultados reflitam na otimização de projetos estruturais de suportes para túneis nestas condições.

### **1.3. Objetivo geral**

Estudar, mediante a modelagem física, a interação solo-suporte de túneis construídos em solos moles em processo de adensamento.

### **1.4. Hipóteses**

A hipótese desta tese é que a utilização de modelos físicos em centrífuga geotécnica permite simular o processo de abatimento piezométrico, o que pode aprimorar o processo de projetar suportes de túneis nestas condições

## 1.5. Objetivos específicos

- Revisar o estado atual do conhecimento da interação solo-suporte de túneis em solos moles em processo de adensamento;
- Estudar materiais que permitam simular o comportamento de resistência drenada e compressibilidade de solos moles saturados na centrífuga geotécnica;
- Definir estudos de caso (protótipos) representativos de projetos de túneis nestas condições;
- Estabelecer uma metodologia para definir as condições de tensões iniciais e de poropressão no modelo físico em centrífuga;
- Estudar a influência da profundidade e da estratigrafia no comportamento do túnel;
- Definir uma metodologia para simulação do rebaixamento piezométrico por bombeamento na centrífuga geotécnica;
- Obter os recalques superficiais por rebaixamento piezométrico, as mudanças nas poropressões ao longo do perfil geotécnico e arredor do túnel, as tensões totais atuantes no suporte, a convergência e as deformações ao longo do processo de adensamento;
- Desenvolver uma metodologia para a análise de suporte de túneis mediante modelos físicos reduzidos em centrífuga geotécnica.

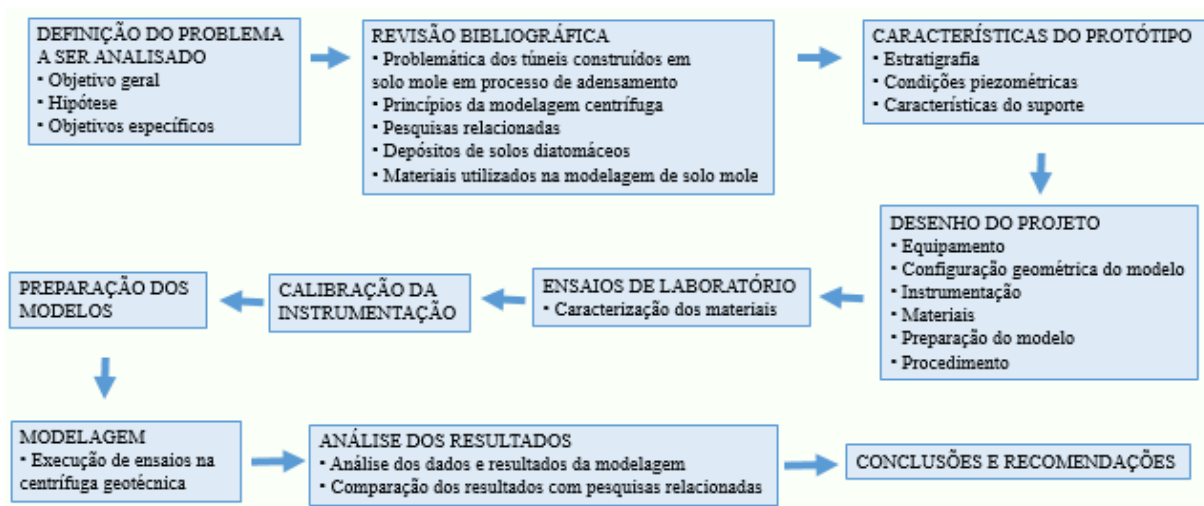


Figura 1.2. Esquema da metodologia da pesquisa.

## **1.6. Metodologia**

Para alcançar os objetivos propostos para esta pesquisa foi elaborada e executada a metodologia apresentada na Figura 1.2.

## **1.7. Escopo da tese**

Este trabalho é dividido em três seções: Revisão Bibliográfica; Processo de Modelagem Física e Resultados dos Ensaios. Estas etapas são apresentadas, para melhor entendimento da pesquisa, em cinco capítulos.

### Capítulo 1: INTRODUÇÃO

No primeiro capítulo, é abordado o contexto da modelagem física em centrífuga para o estudo da interação solo-suporte de túneis construídos em solos moles em processo de adensamento. Ademais, são apresentados os objetivos almejados neste trabalho, bem como sua estrutura, descrevendo brevemente os temas tratados em cada capítulo.

### Capítulo 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No segundo capítulo, são apresentados os princípios da modelagem física em centrífuga geotécnica, a importância do uso desta técnica e as leis de escala fundamentais para a modelagem de problemas geotécnicos. Ainda, são apresentados estudos realizados anteriormente.

### Capítulo 3: CARACTERÍSTICAS DO PROTÓTIPO

No terceiro capítulo, é apresentada a estratigrafia, as condições piezométricas, o estado inicial na massa de solo e as características do túnel.

### Capítulo 4: SOLO DIATOMÁCEO RECONSTITUÍDO

No capítulo quatro é descrito o solo utilizado nos modelos, o processo de reconstituição, as propriedades de compressibilidade e resistência ao cisalhamento, assim como o procedimento de obtenção dos parâmetros para o modelo *Hardening Soil*.

### Capítulo 5: MODELAGEM EM CENTRÍFUGA

No quinto capítulo, é apresentada a metodologia desenvolvida para a preparação e execução dos ensaios de modelos físicos em escala reduzida. Além disso, é apresentado o equipamento, as características e propriedades dos materiais, assim como os instrumentos utilizados na obtenção dos parâmetros.

## Capítulo 6: RESULTADOS

No sexto capítulo, são apresentados e analisados os resultados obtidos por meio dos ensaios em modelos físicos em centrífuga.

## Capítulo 7: CONCLUSÕES E SUGESTÕES

No sétimo capítulo, lançam-se as conclusões gerais do trabalho, obtidas a partir dos resultados da modelagem física em centrífuga de túneis construídos em solos moles em processo de adensamento. Por fim, são apresentadas sugestões para trabalhos futuros, de modo a dar continuidade ao estudo.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. Túneis em solos moles em processo de adensamento**

#### **2.1.1. Cidades assentes em solos moles**

Nos últimos anos, tem-se observado um aumento acentuado na construção de túneis em solos moles, principalmente em regiões urbanas, visando atender a finalidades como transporte (viário, ferroviário e metroviário) e sistemas de coleta de esgotos, por exemplo (Kochen, 2005).

Muitas cidades estão se desenvolvendo sobre solos moles: Shangai, Bangkok, Mumbai, Kuala Lumpur, Jakarta, Cingapura, Bogotá, Cidade de México, entre outras. Nestas cidades, são observados fenômenos relacionados ao rebaixamento dos níveis de água no solo, o que muda as condições de trabalho das estruturas subterrâneas.

É interessante comparar a subsidência regional da Cidade do México com a de Shangai e Bangkok. Dada a semelhança entre os solos das cidades, ambos constituídos por argilas moles, e a exploração excessiva de seus aquíferos, são observados danos estruturais semelhantes, tais como em linhas de metrô (Zemba, 2011).

Ao longo do litoral brasileiro, estão situados depósitos sedimentares formados no período Quaternário, sendo comum notar a presença de solos moles de alta compressibilidade, baixa permeabilidade, baixa resistência e valores elevados de teor de umidade e matéria orgânica. Cidades como Recife (Coutinho & Oliveira, 2005; Coutinho & Bello, 2014), Porto Alegre (Muylaert, 2016), Santos (Muylaert, 2016), Rio Grande (Pedreira *et al.*, 2008), Rio de Janeiro (Almeida, Marques and Futai, 2005) e Belém (Muylaert, 2016) estão se desenvolvendo sobre solos moles. Cabe mencionar que o Porto de Santos possui o maior e mais importante terminal de contêineres da América Latina e está construído sobre argilas moles e areias fofas, depositadas por milhares de anos, e que vem sofrendo interferências devido a atividades antrópicas (ENGEGRAUT, 2015). No Norte Fluminense, particularmente na Cidade de Macaé, Rio de Janeiro, encontra-se um extenso depósito de argila mole que vem sendo utilizado para novas construções, por conta, principalmente, do desenvolvimento da indústria do petróleo e gás (Muylaert, 2016).

Há poucos registros de subsidência devido à extração de fluidos no Brasil. Entretanto, a ausência de documentos não deve se traduzir na inexistência do fenômeno. Considerando que, em algumas regiões do país, a situação de exploração dos aquíferos já resultou em rebaixamentos muito grandes no nível d'água, faz-se necessário um monitoramento nessas

localidades, visando detectar possíveis deslocamentos verticais na superfície do solo (Dos Santos, 2005; Cabral *et al.*, 2006).

### **2.1.2. Problemática dos projetos de túneis em solos moles**

Medidas da tensão total do solo atuante no suporte de túneis construídos em argilas saturadas em Londres, Chicago e Detroit mostram que a tensão vertical aumenta com o tempo, chegando, em alguns casos, a ser superior ao valor inicial da pressão total do solo (Peck, 1969; Tchegotarioff, 1979). Széchy (1971) realizou medições de longo prazo das tensões totais nos suportes de túneis em Chicago durante 10 anos, apontado para o aumento das tensões totais com o tempo. Mais recentemente, Barratt *et al.* (1994) relata resultados do monitoramento das cargas desenvolvidas em um anel instrumentado no túnel norte da Linha Jubileu do metrô de Londres abaixo do Regent Park com profundidade de 20 m (Figura 2.1) e no túnel de esgoto Oxford Trunk Outfall com profundidade de 15.5 m (Figura 2.2). No Regent Park, os resultados indicaram que a carga vertical no suporte atingiu o equivalente ao 40% da tensão total inicial após nove anos e meio. No mesmo período, a carga horizontal atingiu cerca do 60% da tensão inicial. Em Oxford, as cargas no suporte, embora um tanto irregulares, atingiram entre 35% e 50% da tensão inicial, após sete anos e meio de medições. Addenbrooke (1996) e Shin *et al.* (2002) observaram a mesma tendência de aumento das tensões totais nas paredes e teto do suporte ao longo do tempo, usando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e assumindo o suporte como impermeável (Ma *et al.*, 2010). Os autores compararam os resultados da modelagem 2D via MEF com os dados de monitoramento apresentados por Barratt *et al.* (1994). Na área metropolitana de Tóquio, Kusakabe e Ariizumi (2005) analisaram cinco túneis construídos em solo mole. As deformações apresentadas a longo prazo têm forma elíptica com o aparecimento de rachaduras, ocorridas durante o rebaixamento piezométrico devido ao bombeamento. De acordo com Mair (2008), medições a longo prazo em suportes de túneis são relativamente escassas, porque o monitoramento geralmente é interrompido logo após a etapa de construção devido ao seu custo elevado.

Um caso extremo ocorre nas argilas moles sujeitas ao processo de adensamento (Figura 2.1) induzido pela diminuição da pressão hidrostática original nos aquíferos que subjazem às argilas lacustres, como no vale do México. Neste caso, na medida em que o rebaixamento piezométrico aumenta, o topo do túnel é submetido a incrementos de carga e, ao mesmo tempo, as laterais sofrem perda de confinamento devido à redução da pressão de água. Esta diferença de pressão induz significativos esforços de flexão e compressão no suporte (Tamez *et al.*, 1997;

Rodríguez *et al.*, 2013). Este fenômeno, também conhecido como subsidência regional, é característico de cidades como Shanghai, Bangkok, Tóquio, Kuala Lumpur, Jakarta, Singapura e Bogotá (Rodríguez-Rebolledo *et al.* 2015; Rodríguez-Rincón, *et al.* 2020). Tamez *et al.* (1997) relata que, nos depósitos lacustres da Cidade do México, este fenômeno teve origem na segunda metade do século passado e continua a progredir gradualmente, conforme indicam medições piezométricas e de recalques superficiais. O autor recomenda, então, considerar os efeitos do fenômeno em projetos de túneis construídos nos depósitos lacustres da Cidade do México para fornecer rigidez adequada ao suporte, garantindo a operação do túnel a longo prazo.

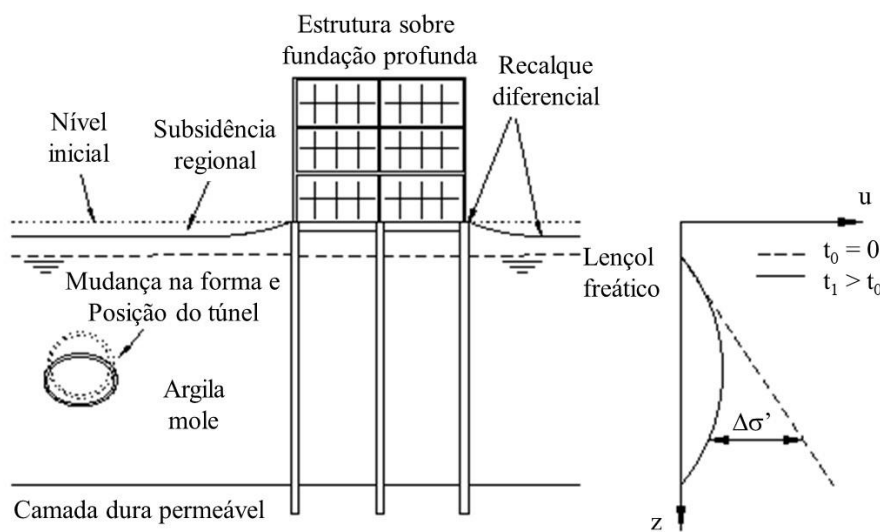


Figura 2.1. Problemática gerada em túneis causada pelo fenômeno da subsidência regional induzida pelo bombeamento (Modificado de Phien *et al.*, 2006).

## 2.2. Modelagem em centrífuga geotécnica de túneis em solos moles

### 2.2.1. Modelagem em centrífuga geotécnica

A ideia de realizar ensaios com modelos reduzidos em centrífuga foi apresentada inicialmente por Phillips em 1869 na Academia de Ciências da França. Phillips estabeleceu relações de semelhança, ou leis de escala, utilizando as equações diferenciais que controlam o equilíbrio dos corpos elásticos. Para alcançar comportamento semelhante entre o modelo e o protótipo, o autor propôs utilizar a força centrífuga (Caicedo *et al.*, 2003).

Segundo Hartman (2012), embora Phillips tenha apresentado a ideia dos ensaios em centrífuga em 1869, apenas por volta de 1931 foi publicado um dos primeiros artigos, cujos resultados eram muito limitados devido à carência da instrumentação utilizada. Os estudos mais importantes foram realizados alguns anos depois, em 1932, na União das Repúblicas Socialistas

Soviéticas (URSS) por Davidenkov & Pokrovskii e por Pokrovskii e Fiodorov em 1936. Nos anos seguintes, com o início da Segunda Guerra Mundial, não foi publicado nenhum estudo significativo sobre a técnica. Na sétima conferência da ISSMFE (*International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*), realizada no México em 1969, foram publicados pela primeira vez, desde 1936, trabalhos voltados para estabilidade de taludes na área de modelagem em centrífuga por autores ingleses, japoneses e soviéticos.

A modelagem em centrífuga é uma poderosa ferramenta da modelagem física, pois visa reproduzir as tensões de campo em um modelo que, geralmente, corresponde a uma versão reduzida do protótipo, o que não é possível quando, simplesmente, o protótipo é reduzido com certo fator de escala (Taylor, 1995).

A centrífuga geotécnica consiste em um equipamento que gira em torno de um eixo e eleva a aceleração radial a  $N$  vezes a gravidade da Terra. Assim, todas as tensões referentes ao peso próprio se elevam no modelo, resultando em uma distribuição de tensões e poropressões equivalente à que se verifica no protótipo em campo. A magnitude  $N$  é o fator que rege as relações de dimensão entre o modelo e o protótipo.

Existem dois tipos de centrífugas geotécnicas: de braço e de tambor. Na América Latina, apenas três universidades contam com centrífugas. No Brasil, a Universidade Federal de Rio de Janeiro (URFJ) e a Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF). Ademais, a *Universidad de los Andes*, na Colômbia, dispõe desse equipamento.

### **2.2.2. Objetivo dos ensaios com modelos reduzidos em centrífuga**

Embora o desenvolvimento de modelos numéricos complexos substitua em parte os modelos físicos reduzidos, estes últimos continuam sendo utilizados nos seguintes casos: quando a capacidade de cálculo disponível é insuficiente devido à complexidade geométrica do problema (tipicamente os efeitos tridimensionais) ou quando a complexidade da lei constitutiva dos materiais não permite a modelagem correta (Caicedo *et al.*, 2003). Além disso, os modelos reduzidos são usados para demonstrar certos comportamentos e acumular dados para compará-los com soluções numéricas.

De acordo com Caicedo *et al.* (2003), estudos em escala real, além do enorme custo, podem ocorrer sob condições que levam a imprecisões nos resultados, tais como. Por exemplo, quando não se trata de obras construídas especificamente para pesquisa, tem-se um domínio pequeno de deformações para o estudo do comportamento, pois essas estruturas não serão levadas à



ruptura. Ainda, pode haver condições geotécnicas heterogêneas, pouca precisão no conhecimento das condições de fronteiras e parâmetros dos solos.

Com a utilização de modelos reduzidos, pode-se obter corpos de provas com menor custo e cujas características geométricas e mecânicas podem ser controladas com mais facilidade. Assim, esses ensaios se adaptam muito bem às análises paramétricas, que não podem ser feitas em obras reais. Em contrapartida, o modelo não permite representar todos os detalhes e, por isso, é considerado como complementar aos estudos teóricos e numéricos, assim como aos reológicos e de campo (Caicedo *et al.*, 2003).

No entanto, a grande vantagem de utilizar modelos reduzidos na geotecnia reside na aceleração dos efeitos dos fenômenos ligados ao adensamento. A escala de tempo no modelo para esses efeitos é extremamente vantajosa, permitindo uma redução considerável em relação ao protótipo (Oliveira, 2005).

### 2.2.3. Princípios da modelagem em centrífuga

A modelagem em centrífuga consiste em ensaiar um modelo em escala  $1/N$ , com acréscimo no campo gravitacional por meio do mesmo fator geométrico  $N$  relativo ao campo de gravidade normal da Terra (referido como  $1g$ ).

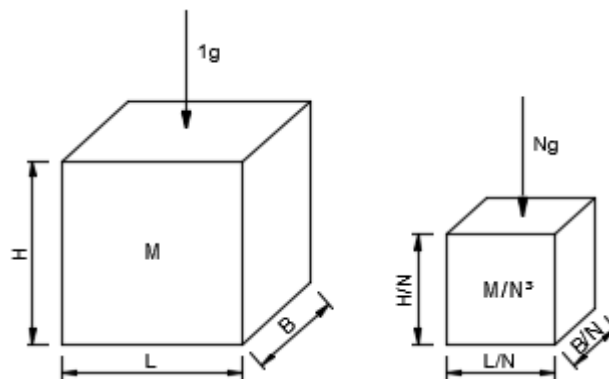


Figura 2.2. Princípio da modelagem em centrífuga.

Considerando um bloco de massa  $M$  com dimensões  $L \times B \times H$  apoiado em uma superfície horizontal, conforme apresentado na Figura 2.2, a tensão vertical média exercida pelo bloco no solo pode ser calculada como:

$$\sigma_v = \frac{Mg}{LB} \quad (2.1)$$

Da mesma forma, a deformação vertical induzida no solo por um comprimento característico  $\alpha$  pode ser calculada como:

$$\varepsilon = \frac{\delta\alpha}{\alpha} \quad (2.2)$$

Considerando um modelo de bloco apresentado anteriormente, em escala reduzida por um fator N, (Figura 2.2), a massa do modelo será  $M/N^3$ . Se o modelo é colocado no campo gravitacional de N vezes a gravidade da Terra, ao calcular a tensão vertical embaixo deste modelo, tem-se que:

$$\sigma_v = \frac{\frac{M}{N^3} Ng}{\frac{L}{N} \frac{B}{N}} = \frac{Mg}{LB} \quad (2.3)$$

Assim, a tensão vertical embaixo deste modelo em escala reduzida é a mesma da obtida pela Equação 2.1. Da mesma forma, considerando as deformações no solo (Equação 2.4), obtém-se o mesmo valor da Equação 2.2, pois as mudanças nos deslocamentos e no comprimento original são escaladas pelo mesmo fator N.

$$\varepsilon = \frac{\frac{\delta\alpha}{N}}{\frac{\alpha}{N}} = \frac{\delta\alpha}{\alpha} \quad (2.4)$$

Ao colocar o modelo escalado em centrífuga geotécnica, a gravidade aumenta (Ng) e, assim, o modelo escalado se comportara de maneira idêntica ao protótipo.

#### **2.2.4. Leis de escala na modelagem em centrífuga**

As leis de escala são necessárias para relacionar o comportamento do modelo em centrífuga com o comportamento de um protótipo. Se for possível prever o comportamento do modelo, pode-se inferir o comportamento da estrutura no campo (protótipo), desde que ambos estejam intimamente relacionados e que todas as características essenciais da estrutura em campo estejam presentes no modelo.

As leis de escala vêm diretamente do princípio de modelagem em centrífuga, descrito na Seção 2.2.3. Na Tabela 2.1, são apresentadas as principais leis de escala utilizadas em modelos geotécnicos.

A partir da observação do recalque de uma estrutura no modelo de centrífuga, pode-se prever o recalque do protótipo. A lei de escala para isso é bastante simples, ao reduzir todas as dimensões do comprimento (d) do protótipo por um fator N no modelo de centrífuga, a lei de escala para o recalque será N. Assim, os recalques no modelo de centrífuga serão N vezes

menores que no protótipo. Da mesma forma, a área (A) e o volume (V) no modelo de centrífuga serão relacionados ao protótipo por fatores iguais a  $N^2$  e  $N^3$ , respectivamente.

Tabela 2.1. Leis de escala na centrífuga geotécnica.

Parâmetros	Fator de escala modelo/protótipo	Unidades
Gravidade (aceleração)	N	m/s <sup>2</sup>
Comprimento	1/N	m
Deslocamento	1/N	m
Área	1/N <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
Área por comprimento unitária	1/N	m <sup>2</sup> /m
Volume	1/N <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
Massa	1/N <sup>3</sup>	N/m/s <sup>2</sup>
Densidade	1	N/m/s <sup>2</sup> /m <sup>3</sup>
Tensão ( <i>Stress</i> )	1	N/m <sup>2</sup>
Deformação ( <i>Strain</i> )	1	-
Força	1/N <sup>2</sup>	N
Momento fletor	1/N <sup>3</sup>	Nm
Momento fletor por comprimento unitário	1/N <sup>2</sup>	Nm/m
Rigidez à compressão	1/N <sup>2</sup>	N/m
Rigidez à compressão por comprimento unitário	1/N	N/m/m
Rigidez à flexão	1/N <sup>4</sup>	Nm <sup>2</sup>
Rigidez à flexão por comprimento unitário	1/N <sup>3</sup>	Nm <sup>2</sup> /m
Velocidade de infiltração ou fluxo	N	m/s
Tempo (adensamento)	1/N <sup>2</sup>	s
Temperatura	1	°

$$\frac{d_{modelo}}{d_{protótipo}} = \frac{1}{N} \quad (2.5)$$

$$\frac{A_{modelo}}{A_{protótipo}} = \frac{1}{N^2} \quad (2.6)$$

$$\frac{V_{modelo}}{V_{protótipo}} = \frac{1}{N^3} \quad (2.7)$$

Na Seção 2.2.3, foi provado que as tensões e deformações são idênticas no modelo da centrífuga e no protótipo. Então, pode-se escrever a lei de escala para a tensão e deformação dadas por:

$$\frac{\sigma_{modelo}}{\sigma_{protótipo}} = 1 \quad (2.8)$$

$$\frac{\varepsilon_{modelo}}{\varepsilon_{protótipo}} = 1 \quad (2.9)$$

Da mesma forma, a lei de escala para massa é dada por:

$$\frac{M_{modelo}}{M_{protótipo}} = \frac{1}{N^3} \quad (2.10)$$

Existem outras leis de escala mais complexas, que são derivadas das equações anteriores, conforme indicado nas próximas seções.

#### 2.2.4.1. Lei de escala para força

Considerando a definição básica da Segunda Lei de Newton, uma força  $F$  atuando sobre um corpo de massa  $m$  causará uma aceleração  $a$ , sendo a força igual ao produto entre massa e aceleração. No contexto da modelagem por centrifugação, usando as leis de escala derivadas anteriormente para a massa e a aceleração, pode-se considerar a força que deve ser aplicada em um modelo de pequena escala submetido a uma aceleração centrífuga de  $Ng$  como:

$$\frac{F_{model}}{F_{protótipo}} = \frac{[ma]_{model}}{[ma]_{protótipo}} = \frac{1}{N^3} \frac{N}{1} = \frac{1}{N^2} \quad (2.11)$$

A Equação 2.11 representa a lei de escala para a força e sugere que as forças necessárias em um modelo de centrífuga são relativamente pequenas, o que é uma das vantagens desse ensaio, uma vez que podem ser feitos atuadores para carregar estacas e muros de retenção, por exemplo, e as forças que precisam ser aplicadas por estes atuadores são relativamente pequenas, apesar de simularem forças muito grandes nos protótipos.

#### 2.2.4.2. Lei de escala para rigidez à compressão e à flexão

A rigidez à compressão em um elemento é dada pelo produto entre o módulo de elasticidade do material e a área da seção transversal do elemento ( $EA$ ). Como todas as dimensões do protótipo são reduzidas por um fator  $N$  no modelo de centrífuga, a lei de escala para a rigidez à compressão será  $N^2$  vezes menor que no protótipo (Equação 2.12). Porém, no caso de uma análise em estado plano de deformação, como acontece no suporte de túneis longos, a lei de escala para a rigidez à compressão será  $N$  vezes menor que no protótipo (Equação 2.13), uma vez que a dimensão  $b$  é unitária e só a dimensão  $h$  é reduzida.

$$[EA]_{modelo} = \frac{1}{N^2} [EA]_{protótipo} \quad (2.12)$$

$$[EA]_{modelo} = \frac{1}{N} [EA]_{protótipo} \quad (2.13)$$

A rigidez à flexão em um elemento é dada pela multiplicação entre o módulo de elasticidade do material e a inércia da seção transversal ( $EI$ ), onde  $I = \frac{bh^3}{12}$ . Como todas as

dimensões do protótipo são reduzidas por um fator  $N$  no modelo de centrífuga, a lei de escala para a rigidez à flexão será  $N^4$  vezes menor do que no protótipo (Equação 2.14). Porém, no caso de uma análise em estado plano de deformação, como acontece no suporte de túneis longos, a lei de escala para a rigidez à compressão será  $N^3$  vezes menos que no protótipo (Equação 2.15), dado que a dimensão  $b$  é unitária e só a dimensão  $h$  é reduzida.

$$[EI]_{modelo} = \frac{1}{N^4} [EI]_{protótipo} \quad (2.14)$$

$$[EI]_{modelo} = \frac{1}{N^3} [EI]_{protótipo} \quad (2.15)$$

### 2.2.4.3. Lei de escala para o tempo de adensamento

O adensamento do solo é um processo de difusão que ocorre quando o excesso de poropressão é gerado devido à aplicação de carga rápida. Com o passar do tempo, essa poropressão diminui, a tensão efetiva aumenta e a relação de vazios no solo muda, permitindo que o recalque aconteça.

A lei de escala que relaciona o tempo de adensamento em um modelo de centrífuga com o protótipo parte da premissa de que o grau de adensamento que se deseja alcançar no modelo é o mesmo que o do solo do protótipo. O grau de adensamento está ligado ao fator tempo ( $T_v$ ), que depende do coeficiente de adensamento do solo ( $c_v$ ), da distância de drenagem ( $d$ ) para dissipar a poropressão e do tempo ( $t$ ) para atingir o grau de adensamento desejado. A relação entre o fator tempo ( $T_v$ ) no modelo da centrífuga e no protótipo é apresentada pela seguinte equação:

$$\frac{[T_v]_{modelo}}{[T_v]_{protótipo}} = \frac{\left[\frac{c_v t}{d^2}\right]_{modelo}}{\left[\frac{c_v t}{d^2}\right]_{protótipo}} \quad (2.16)$$

Para alcançar o mesmo grau de adensamento do protótipo no modelo de centrífuga, o lado esquerdo da Equação 2.16 deve ser igual a 1. Além disso, se o mesmo solo for testado na centrífuga e no protótipo, pode-se assumir que o coeficiente de adensamento  $c_v$  é o mesmo no modelo e no protótipo. Assim, a Equação 2.16 reduz para:

$$\frac{t_{modelo}}{t_{protótipo}} = \frac{[d_{modelo}]^2}{[d_{protótipo}]^2} \quad (2.17)$$

No entanto, usando a lei de escala para o comprimento mostrada na Equação 2.5 e substituindo-a na Equação 2.17, tem-se a lei de escala para o tempo de adensamento é dada por:

$$\frac{t_{modelo}}{t_{protótipo}} = \frac{1}{N^2} \quad (2.18)$$

Esta lei de escala para o tempo de adensamento sugere que o adensamento do solo em um modelo de centrífuga ocorre  $N^2$  vezes mais rápido, quando comparado com o protótipo.

### 2.3. Estudos existentes sobre a modelagem em centrífuga de túneis em solos moles em processo de adensamento

As pesquisas experimentais que se referem ao uso de modelos físicos em escala reduzida em centrífuga geotécnica têm sido muito utilizadas por pesquisadores de todo o mundo para estudar o comportamento ou efeito de diversos fenômenos (liquefação, sismicidade, transporte de contaminantes, rebaixamento piezométrico, entre outros) em obras geotécnicas de fundações, barragens, taludes, estruturas de contenção, túneis etc. Percebe-se um número menor de pesquisas voltadas ao estudo da interação solo-suporte de túneis construídos em solos moles em processo de adensamento.

As principais pesquisas relacionadas com a modelagem física em centrífuga da interação solo-suporte de túneis construídos sobre solo mole se concentram em três trabalhos: Ariizumi *et al.* (2005), Kusakabe e Ariizumi (2005) e Ma *et al.* (2010).

Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe e Ariizumi (2005) conduziram uma série de ensaios de modelos em centrífugas para examinar as cargas de longo prazo agindo sobre um túnel construído em argila mole quando submetido a duas condições de limites hidráulicos: "condição de drenagem do túnel", em que o limite de drenagem é a própria drenagem do túnel; e "condição de drenagem do fundo", na qual o adensamento unidimensional da argila ocorre devido ao rebaixamento piezométrico (Figura 2.3 e Figura 2.4).

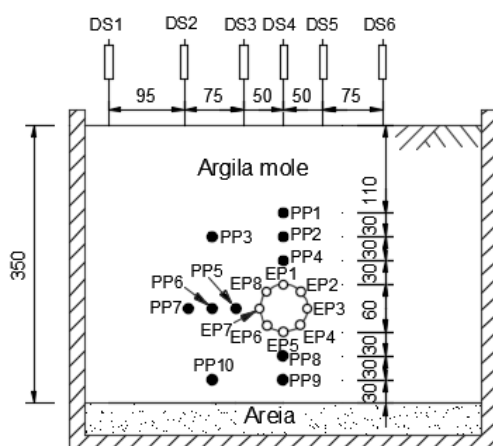


Figura 2.3. Arranjo da instrumentação no modelo (Ariizumi *et al.*, 2005).

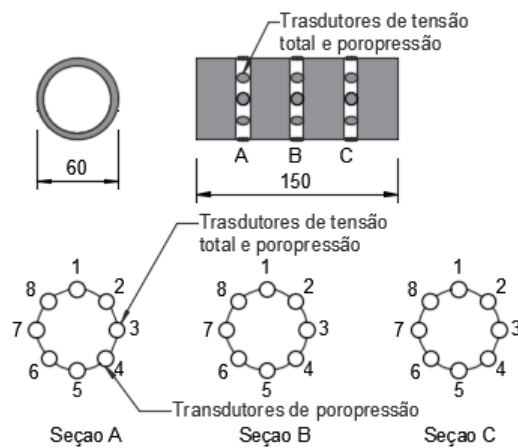
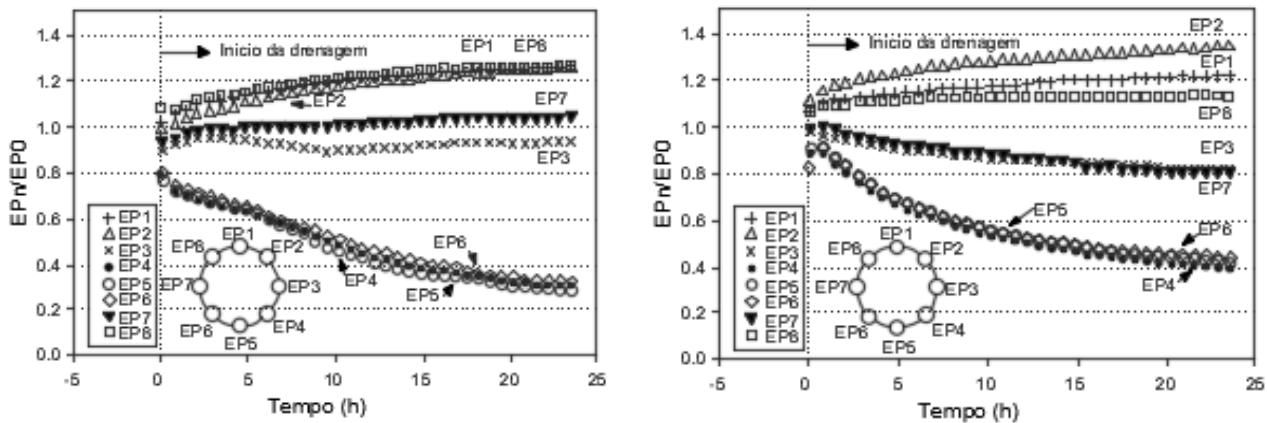


Figura 2.4. Arranjo da instrumentação ao redor do tubo (Ariizumi *et al.*, 2005).

Os ensaios na centrífuga foram conduzidos sob 67 g durante 24 horas para simular o comportamento a longo prazo de cerca de 27 anos. O modelo do túnel consistiu em um cilindro oco de aço inoxidável de 150 mm de comprimento, 60 mm de diâmetro externo (4 m no protótipo) e 40 mm de diâmetro interno. Assim, a espessura selecionada para o cilindro oco foi de 20 mm. O material utilizado como solo mole foi uma argila Kaoline ASP-170 de 0,4  $\mu$ m de tamanho médio de partícula.

Os resultados dos ensaios foram comparados no que diz respeito ao mecanismo de deformação do solo ao redor do túnel e à variação da tensão total do solo no suporte. A maior subsidência foi obtida no caso de drenagem de fundo, com valor de 12~14 mm na escala do modelo reduzido e 80,4~93,8 cm no protótipo em escala real. Em ambos os modelos, foi observado um aumento da tensão total na parte superior do túnel. Em contrapartida, na parte inferior, foi registrada uma diminuição das tensões totais. O modelo do túnel foi fixado na parede da caixa por dois motivos: os cinco anos de monitoramento do túnel danificado revelaram que não houve deslocamento vertical do túnel; e a condição de movimento vertical livre do modelo do túnel seria extremamente difícil de se conseguir experimentalmente. Esta condição de fixar o modelo do túnel pode não ser representativa de um túnel submetido à subsidência provocada pelo rebaixamento piezométrico, provocando uma superestimativa das tensões no topo do suporte do túnel e uma diminuição nas leituras das tensões na parte inferior do túnel. Os autores concluem que a carga adicional no suporte do túnel devido à drenagem pode não estar uniformemente distribuída, sendo necessário levar em consideração no projeto estrutural de longo prazo a distribuição da carga adicional (Figura 2.5).



a) Drenagem no suporte do túnel

b) Drenagem no fundo do modelo.

Figura 2.5. Desenvolvimento das tensões totais ao longo do tempo (Ariizumi *et al.*, 2005).

Ma *et al.* (2010) investigou o comportamento a longo prazo dos túneis da linha do metrô de Xangai quando submetidos ao fenômeno do rebaixamento piezométrico. Foram realizados dois estudos por meio de modelagem física em centrífuga para verificar o recalque na superfície, a deformação de longo prazo, a mudança da tensão total e o momento fletor no suporte do túnel, bem como a dissipação da poropressão ao redor do túnel. O primeiro estudo consistiu em um túnel construído entre duas camadas homogêneas: uma camada inferior, formada por uma argila siltosa de consistência mole, e uma camada superior, constituída por uma argila siltosa de consistência rígida, conforme apresentado na Figura 2.6a. No segundo estudo, a camada inferior apresentou uma transição acentuada de argila siltosa mole à argila siltosa rígida (Figura 2.6b). Na Figura 2.7 é apresentado o arranjo da instrumentação ao redor do túnel.

Nos ensaios, o modelo foi elaborado utilizando solo retirado do local. As amostras de solo foram trituradas manualmente por martelos após a secagem e os solos pulverulentos, para facilitar o manuseio, foram então misturados com água, visando obter um teor de umidade equivalente ao dobro do teor de umidade observado em campo, em volume. Um tubo de alumínio de 72 cm de comprimento, com diâmetro externo de 6,2 cm e parede com espessura de 2 mm foi utilizado para simular o protótipo do túnel do metrô com suporte de concreto de 6,2 m de diâmetro externo. Registra-se que foram empenhados esforços no sentido de manter a semelhança modelo-protótipo em termos de momento fletor e peso.

O processo de adensamento dos solos do modelo iniciou-se sem a instalação do túnel e a máquina foi parada após o grau de consolidação ter atingido cerca de 90%. A escavação para



acomodar o túnel foi realizada manualmente e, em seguida, foi realizado o aterramento. A centrífuga foi reiniciada e a aceleração foi mantida em 100 g por 18 horas para simular o comportamento de longo prazo de cerca de 20 anos. O procedimento de adensar o solo do modelo, sem a instalação do túnel, e, em seguida, escavar e colocar o túnel pode provocar bolhas de ar dentro do modelo, provocando erros nas leituras das tensões ao redor do túnel.

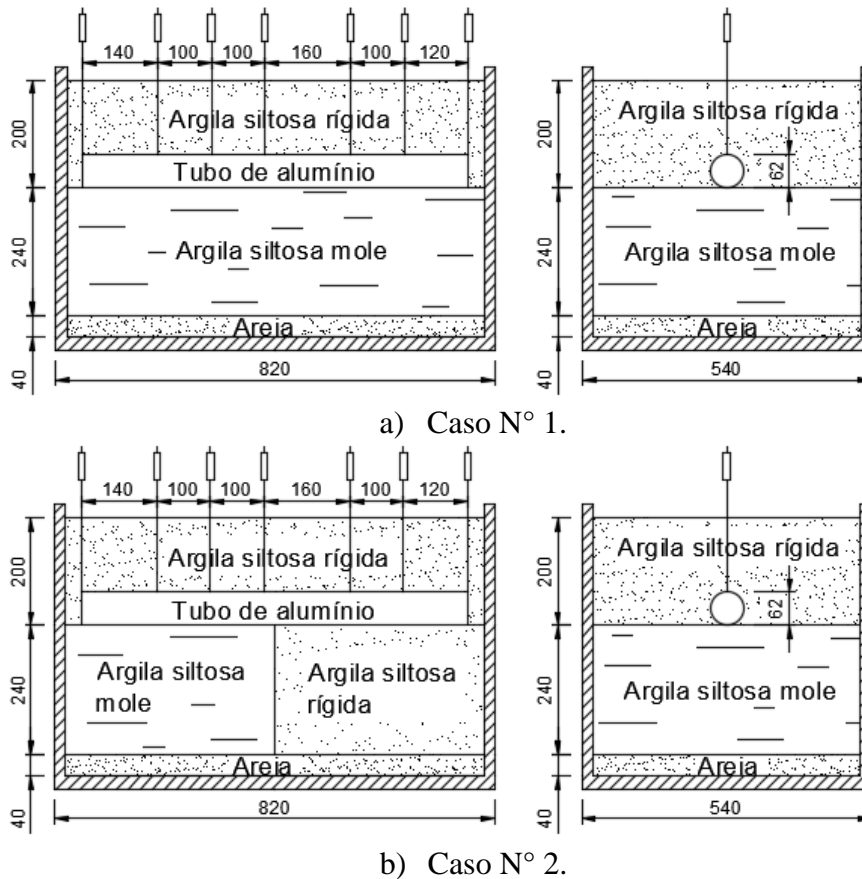


Figura 2.6. Vista dos modelos ensaiados (Ma *et al.*, 2010)

Os resultados (Figura 2.8 e Figura 2.9) indicaram que a tensão total na parte superior do suporte do túnel aumentou e a tensão total no piso diminuiu com o tempo, para ambos os casos. A tensão total na parede do túnel aumentou na seção I e diminuiu na seção II também para ambos os casos. A distribuição transversal das deformações (Figura 2.10) no meio da seção longitudinal do suporte mostra que, em ambos os casos, o túnel apresentou convergência vertical, experimentando compressão (valor negativo) nas laterais e tração (valor positivo) no piso.

No Caso 1, obteve-se uma tendência do desenvolvimento de recalques de longo prazo semelhantes em cada ponto medido, alcançando valores de recalque final de, aproximadamente,

120 mm no protótipo. No Caso 2, os recalques finais diferiram consideravelmente nas duas camadas subjacentes, com valores entre 100 e 200 mm no protótipo.

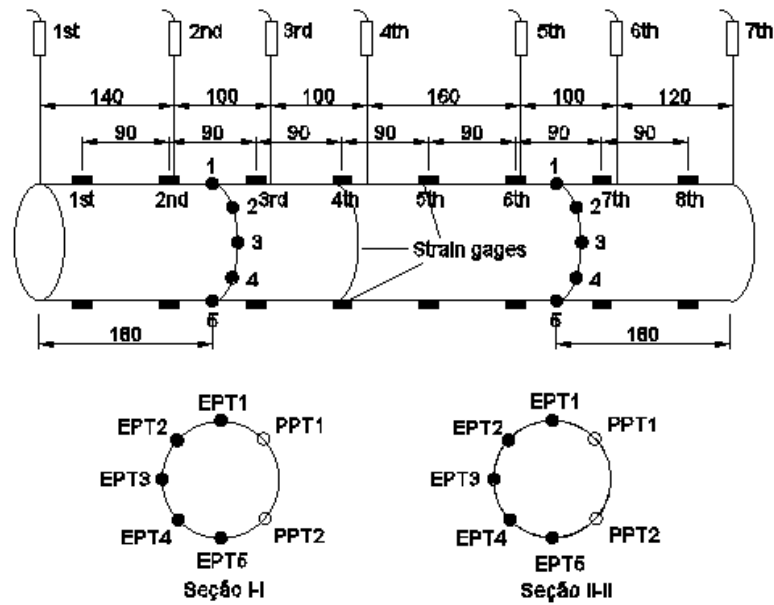


Figura 2.7. Arranjo da instrumentação ao redor do tubo de alumínio (Ma *et al.* (2010)).

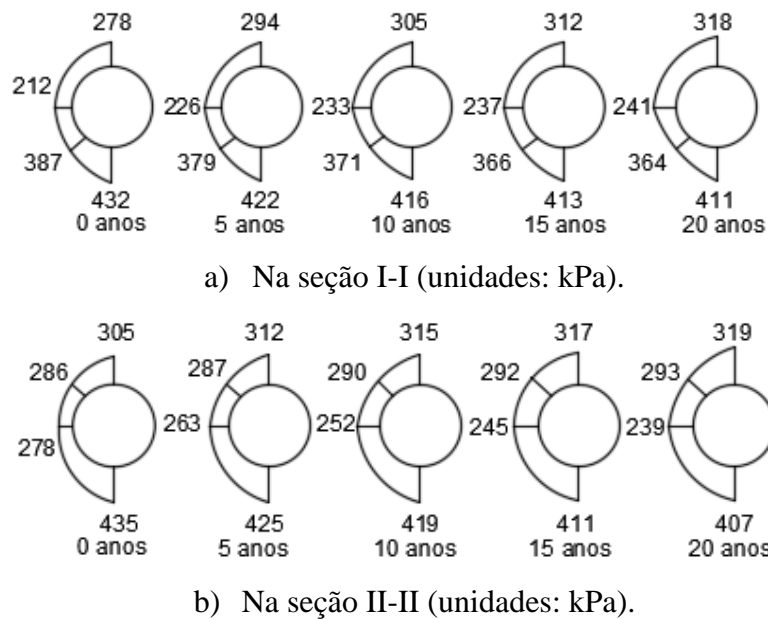
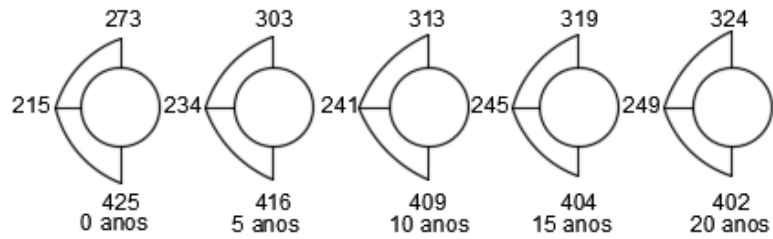
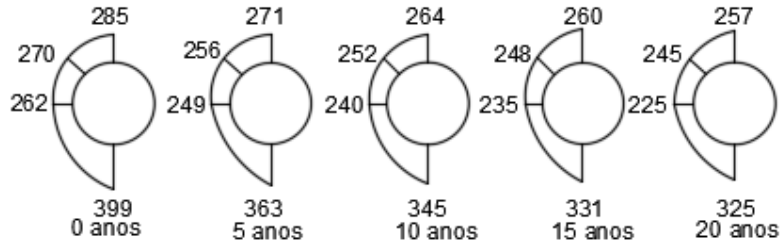


Figura 2.8. Distribuição da tensão normal total ao longo do tempo no caso N°1 (Ma *et al.* (2010)).

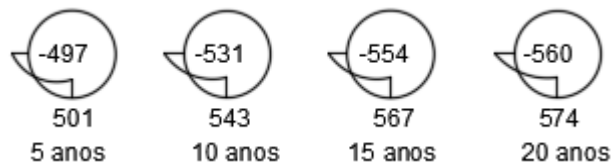


a) Na seção I-I (unidades: kPa).

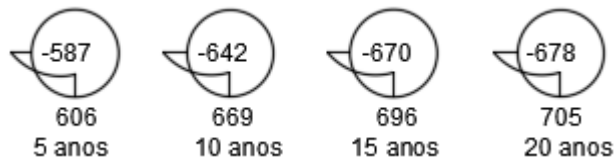


b) Na seção II-II (unidade: kPa).

Figura 2.9. Distribuição da tensão total normal ao longo do tempo no caso N°2 (Ma *et al.* (2010)).



a) Caso N°1 (unidades:  $\times 10^6$ ).



b) Caso N°2 (unidades:  $\times 10^6$ ).

Figura 2.10. Distribuição da deformação transversal ao longo do tempo (Ma *et al.* (2010)).

#### 2.4. Depósitos de solos diatomáceos

As diatomáceas são algas unicelulares de nutrição fotossintética autotrófica, possuem conchas de sílica e pertencem ao reino protista (eukaryota), sendo semelhantes às plantas. A terra de diatomáceas (TD) é obtida de depósitos com alto conteúdo de algas fossilizadas, sedimentadas em mares e lagos há mais de 40 milhões de anos e, atualmente, exploradas em minas a céu aberto. Depósitos de TD têm sido encontrados nos solos marinhos do Japão (Holler, 1992; Tanaka and Locat, 1999; Tanaka, 2000), Coréia (Kwon *et al.*, 2011), na baía Mejillones de Chile (Arenaldi-Perisic *et al.*, 2019; Ovalle *et al.*, 2019), na costa nordeste da Austrália (Chen *et al.*, 1993; Ladd *et al.*, 1993), na costa nordeste de Singapura (Rajasekaran, 2006), na costa

sudeste do Brasil (Silva *et al.*, 2012), na costa noroeste dos Estados Unidos (Evans and Moug, 2020), no Pacífico equatorial (McKillop *et al.*, 1995) e nos depósitos lacustres da Cidade do México (Díaz-Rodríguez, 2011) e de Bogotá (Caicedo *et al.*, 2018; Caicedo *et al.*; 2019), dentre outras localizações.

Os depósitos naturais de solo que contêm microfósseis de diatomáceas apresentam propriedades físicas e mecânicas singulares, não seguindo as relações geotécnicas bem estabelecidas de propriedades índice, com parâmetros de resistência e deformação (Díaz Rodríguez, 2011; Díaz Rodríguez e González-Rodríguez, 2013; Caicedo *et al.*, 2018, 2019). Díaz-Rodríguez (2011, 2014), Díaz Rodríguez e González-Rodríguez (2013) e Caicedo *et al.* (2018) estudaram as características geomecânicas de um depósito de solo diatomáceo na Cidade do México e em Bogotá, respectivamente, visando compreender melhor o comportamento desses solos quando comparados à maioria dos solos tradicionalmente analisados na geotecnia. Os estudos concluíram que, na maioria dos solos, as propriedades índice estão relacionadas ao comportamento mecânico. No entanto, em um depósito de solo diatomáceo, essas correlações podem não funcionar, ou devem ser modificadas.

O depósito lacustre de Bogotá (Colômbia) está localizado em um planalto da Cordilheira dos Andes, a 2550 m acima do nível do mar. Acima de 60% da área da cidade está localizada em depósitos de solo mole. Em alguns locais do planalto, a profundidade do depósito lacustre pode chegar a 586 m (Torres *et al.*, 2005). Embora depósitos localizados a profundidades de 5-10 m sejam sobreadensados, em camadas mais profundas, o solo pode atingir valores extremamente elevados para algumas propriedades geotécnicas. A título de exemplo, um solo localizado em camadas profundas pode ter limites de Atterberg altos (cerca de 400% para o limite líquido e cerca de 200 para o índice plástico), teor de umidade por volta de 200%, índices de vazios de cerca de 5, coeficiente de compressibilidade próximo a 5, índice de consistência inferior a 0,5 e alto ângulo de atrito (próximo a 45°). Além disso, esse tipo de solo possui uma grande quantidade de microfósseis em sua estrutura. Esses resultados não são comuns na mecânica dos solos clássica, uma vez que o aumento do índice plástico causa uma diminuição do ângulo de atrito. Uma possível explicação é que esse solo apresenta um alto teor de diatomáceas em sua estrutura, o que mudou seu comportamento (Santamarina e Díaz-Rodríguez, 2003; Díaz-Rodríguez, 2011; Caicedo *et al.*, 2018).

A bacia do México, onde está localizada a Cidade do México, ocupa uma área de 9.600 km<sup>2</sup>. A região consiste, predominantemente, em uma planície lacustre plana, situada a 2.250 m acima do nível médio do mar. A bacia permaneceu aberta até 700.000 anos atrás, quando a

atividade vulcânica formou uma enorme cortina natural, criando uma bacia endorreica, e dando origem a um lago de 2.000 km<sup>2</sup>. O lago foi assoreado por de materiais provenientes da desintegração de rochas, material piroclástico, cascalhos e areias, transportados pelas correntes fluviais. Outros constituintes são produtos finos de cinzas vulcânicas que enriqueceram com sílica dissolvida as águas do lago, promovendo a proliferação de diatomáceas. A presença de microfósseis de diatomáceas influencia fortemente o comportamento geotécnico dos solos da Cidade do México, sendo incomuns as respostas mecânicas destes sedimentos lacustres (Díaz-Rodríguez *et al.*, 1992; 1998).

Nos solos da Cidade de México, o teor de umidade ( $w$ ) pode ultrapassar 400%, o índice de plasticidade (IP) frequentemente excede 300%, o índice de vazios costuma assumir valores de 3 a 9 e o índice de compressão ( $C_c$ ) pode chegar a 10. Embora seja comum observar a diminuição do ângulo de atrito ( $\phi$ ) dos solos com o aumento do índice de plasticidade, os sedimentos da Cidade do México apresentam alta plasticidade e um ângulo de atrito comparável, em magnitude, aos valores observados em areias (Lo & Morin 1972; Mesri *et al.* 1975; Díaz-Rodríguez *et al.* 1992; Díaz-Rodríguez, 2011).

## **2.5. Materiais utilizados na modelagem de solos moles em centrífuga geotécnica**

Para estudar o comportamento de estruturas construídas em solos moles por meio da modelagem centrífuga em escala reduzida, tem-se utilizado de forma ampla um solo mole reconstituído em laboratório chamado caulim. As propriedades do caulim estão muito bem estabelecidas e vários pesquisadores o utilizaram em seus programas experimentais (Mair 1979; Almeida e Parry 1983; Phillips 1988; Lima 1988; Thaher e Jesseberger 1991; Horikoshi e Randolph 1996; Hagiwara *et al.* 1999; Sharma e Bolton 2001; Leung *et al.* 2004; Ariizumi *et al.* 2005; Kusakabe e Ariizumi 2006; Murillo 2006; Dingle *et al.* 2008; Jeanjean 2009; Hodder e Cassidy 2010; Hu *et al.* 2011; Zhang *et al.* 2011; Tran *et al.* 2012; Ng *et al.* 2014; Trejo 2015; Kog 2016; Lv *et al.* 2017; Rodríguez-Rincón *et al.* 2020; Alarcón *et al.* 2021). Assim, o solo artificial reconstituído representa o comportamento do solo mole no protótipo. Thaher e Jesseberger (1991), Tran *et al.* (2012), Lv *et al.* (2017) e Rodríguez-Rincón *et al.* (2020) utilizaram caulim comercial para analisar o comportamento de uma fundação radier estaqueada construída em solo mole em processo de adensamento por meio da modelagem centrífuga. Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe e Ariizumi (2006) utilizaram caulim para estudar o efeito de dois contornos de drenagem no comportamento de um túnel em solo mole.

Alguns pesquisadores optaram por utilizar misturas de caulim com outros materiais em seus modelos em centrífuga geotécnica, visando reproduzir o comportamento desejado no material. Oliveira (2005) utilizou um solo mole reconstituído em laboratório, composto por 80% de caulim e 20% de bentonita sódica, para estudar a interação solo-estrutura de tubulações enterradas superficialmente em solos moles, quando submetidas à flambagem axial causada pelo gradiente térmico. Garzón *et al.* (2015) apresentaram uma técnica para elaboração de modelos físicos de solo mole em escala reduzida e com controle da variabilidade espacial. Para tanto, preparou-se um solo heterogêneo, composto por 9 solos moles homogêneos com propriedades mecânicas distintas. Os solos foram construídos a partir de misturas de caulim e bentonita, em diferentes proporções, a um teor de umidade de 1,5 vezes o valor do limite de liquidez. Posteriormente, utilizando a modelagem centrífuga, Garzón (2019) estudou o efeito da heterogeneidade (variabilidade espacial das propriedades do solo) na capacidade de suporte de fundações rasas. Por meio da modelagem física em uma centrífuga geotécnica, Rammah *et al.* (2014) utilizaram um solo mole artificial reconstituído, composto por 75% de caulim industrial e 25% de areia do bairro São Francisco, localizado em Niterói (Rio de Janeiro), para estudar o efeito da carga de aterro no comportamento de tubulações enterradas em solo mole.

A utilização deste tipo de material permite uma simulação satisfatória do comportamento de resistência e compressibilidade de solos moles saturados quando submetidos a um processo de adensamento. No entanto, o tempo para atingir o grau de adensamento necessário pode ser tão longo que os pesquisadores costumam adotar medidas como: reduzir drasticamente as dimensões do modelo, o que aumenta a complexidade do ensaio e o custo da instrumentação; utilizar geotêxteis como camadas intermediárias de drenagem (Rincón, 2016), o que pode gerar alterações significativas no comportamento esperado do protótipo; deixar a centrífuga funcionando por longos períodos de tempo, o que aumenta drasticamente o custo operacional e a probabilidade de falha do equipamento ou acidente; etc.

Outros autores examinaram a influência da presença de microfósseis de diatomáceas nas características geotécnicas dos solos mediante a utilização de uma mistura de argila de caulim e diatomita, preparada artificialmente (Shiwakoti *et al.*, 2002; Díaz-Rodríguez, 2011; Wiemer e Kopf (2017). No entanto, não foi encontrada a utilização desta mistura reconstituída em modelagem centrífuga na literatura. Tampouco foram encontrados estudos que expliquem os benefícios de sua utilização nesta técnica de modelagem.

### 3. MODELO DE REFERÊNCIA

#### 3.1. Estratigrafia

De acordo com as características geotécnicas que apresentam, são definidas três zonas distintas na Cidade do México (Figura 3.1), quais sejam: zona do lago, formada por argilas muito moles e compressíveis; zona de transição, constituída por horizontes de argilas interestratificadas com limos e depósitos de areias; e zona de elevações, composta por tufos e rochas vulcânicos (Farjeat, 1988)

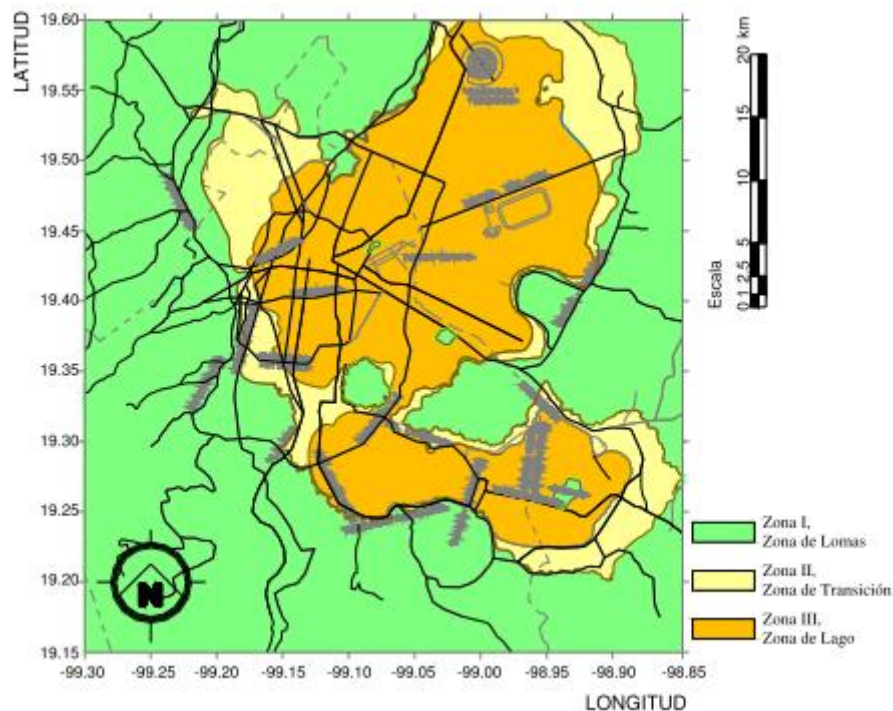


Figura 3.1. Zoneamento geotécnica da Cidade de México (Zaldívar, 2013).

Na Figura 3.2, é apresentado um perfil de solo típico da zona do lago, sendo distinguidas cinco camadas importantes (Rodríguez, 2010). A primeira camada, crosta superficial (CS), tem espessuras de 0 a 3 metros e é formada por depósitos aluviais recentes e por aterros artificiais. A segunda, série argilosa superior (SAS), apresenta espessura entre 27 e 33 metros, sendo formada por camadas de argila muito compressível com pequenas lentes arenosas e com grande quantidade de micro-fósseis. A terceira, camada dura (CD), é uma camada de areia argilosa muito compacta de cerca de três metros de espessura, encontrada normalmente a uma profundidade de 30 ou 35 metros. Na sequência, tem-se a série argilosa inferior (SAI), que apresenta espessuras entre 7 e 15 metros e é formada por argilas vulcânicas mais resistentes e menos compressíveis em relação às argilas da série argilosa superior (SAS). Finalmente, os

depósitos profundos (DP) são formados por camadas de areia, cascalho, silte e argilas compactas (Zemva, 2011a).

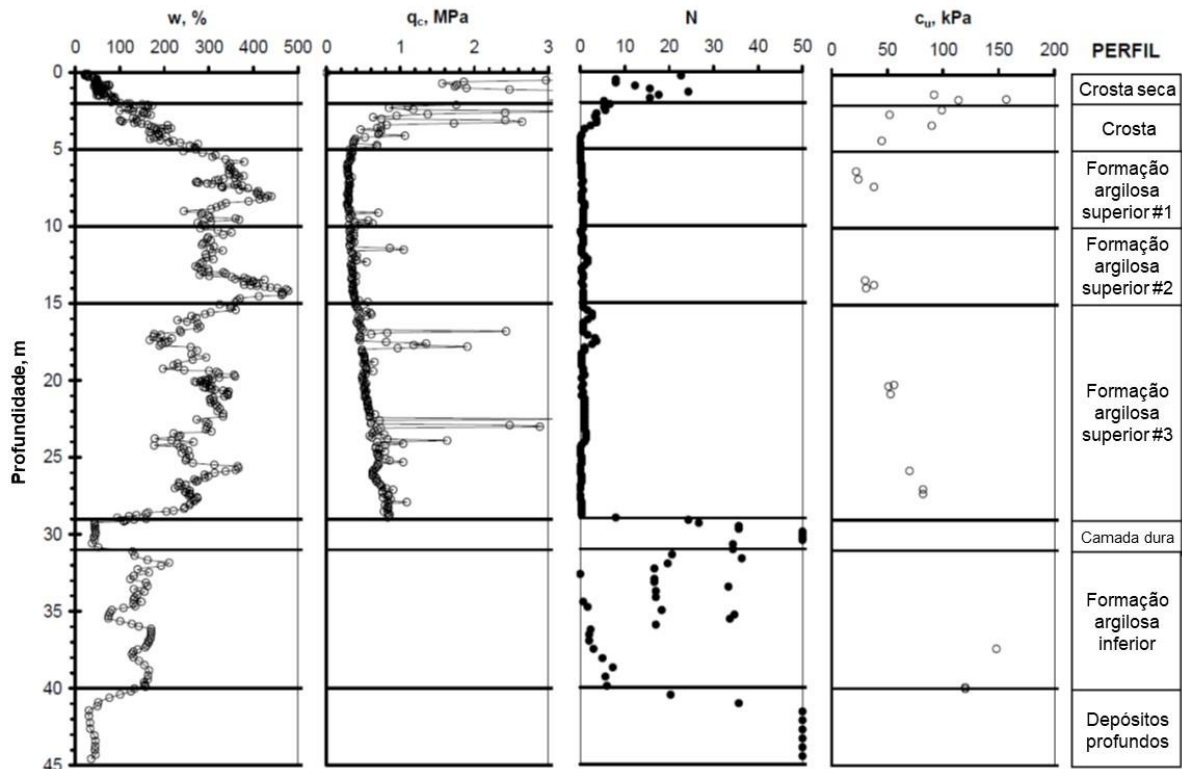


Figura 3.2. Perfis estratigráficos da zona do lago da Cidade do México (Rodríguez, 2010).

O *Túnel Emisor Oriente* (TEO) é uma obra de alta complexidade técnica, tem comprimento de 62 km e é dividido em 6 seções, com diferentes níveis de profundidade e tipos de solos variados, desde argilas moles e limos arenosos até rochas vulcânicas de maior consistência (Juárez, 2012). De acordo com os estudos de viabilidade, o traçado do TEO passa por vários tipos de solos (Figura 3.3). No trecho inicial, há uma área de argila mole com alto teor de água. O trecho 2 é construído basicamente sobre depósitos lacustres arenoso-argilosos com intercalações de solos constituídos por areia aluvial e brita pouco permeável. O trecho 3 está localizada em solos arenosos-argilosos que constituem um depósito lacustre com diversas intercalações de tufos basálticos. O trecho 4 é caracterizada por depósitos lacustres arenoso-argilosos com intercalações de solos constituídos por cinzas vulcânicas, tufos basálticos, detritos vulcânicos e pedras-pomes moderadamente permeáveis. O trecho 5 localiza-se em intercalações de pedra-pomes, moderadamente permeáveis; conglomerados e fragmentos rochosos; e conglomerados de depósitos aluviais de baixa permeabilidade, a maioria dos quais são argilas lacustres adensadas. O trecho 6 é caracterizada por intercalações de argilas lacustres consolidadas, leques aluviais, tufos e conglomerados de pedra-pomes e fragmentos de rocha.



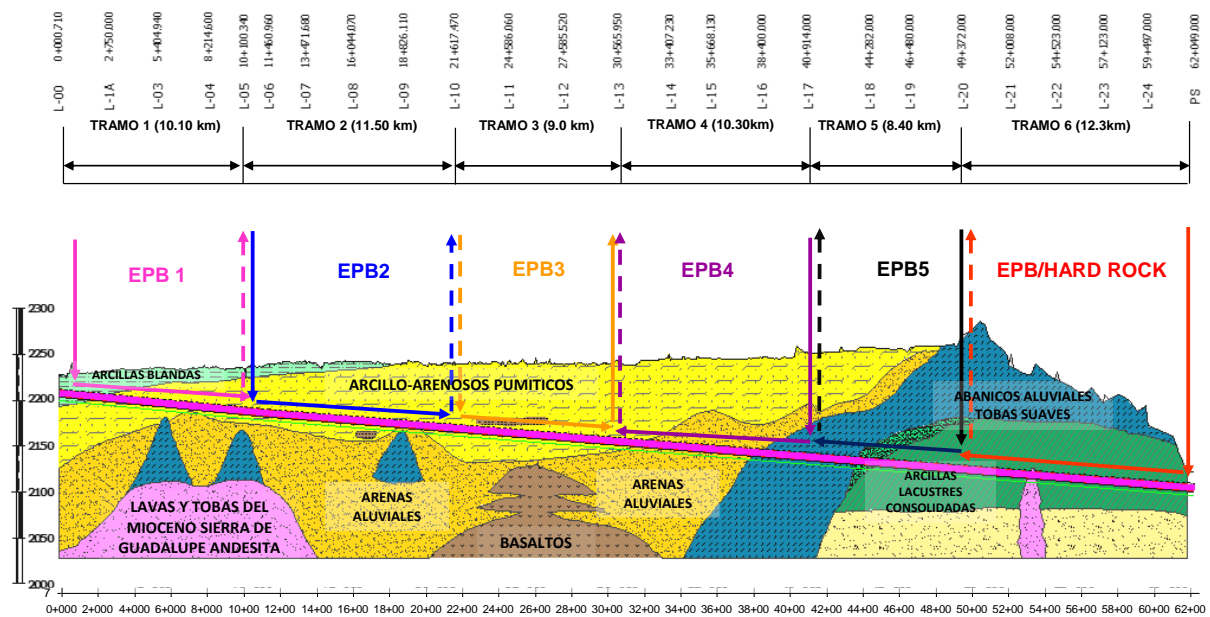


Figura 3.3. Esquema geral da trajetória do TEO.

Rodríguez *et al.* (2012) estudou a estratigrafia de determinada zona do traçado do TEO, sendo formada por seis camadas até uma profundidade de 60 metros. A primeira camada consiste na crosta superficial (CS), com espessura de 0 a 3 metros. A segunda é o estrato B, de espessura variando entre 22 e 24 metros, formada por argilas e siltes de alta compressibilidade e com grande quantidade de micro-fósseis. A terceira é o estrato C, com espessura de 1,5 a 2,5 metros, formada por lentes duras intercaladas de silte e silte arenoso carbonatados. A quarta é o estrato D, constituído por argilas e silte com compressibilidade de mediana a alta e espessura de 9,5 a 13,5 metros. Na sequência, tem-se o estrato E, com espessura variando de 5 a 7,5 metros e constituído por lentes intercaladas de siltes e siltes arenosos de consistência dura. Finalmente, o estrato F é formado por argilas e siltes de compressibilidade baixa a mediana, com lentes de cinza vulcânica até a profundidade estudada.

Na Tabela 3.1, são resumidos os valores médios das propriedades de resistência dos estratos considerados por Rodríguez *et al.* (2012) como representativos da zona de estudo. As propriedades de compressibilidade dos solos argilosos (estratos B, D e F) foram determinados a partir de ensaios de adensamento unidimensional e os parâmetros de resistência, a partir de ensaios triaxiais adensados não drenados (tipo CU), com medição de poropressão. Nos estratos duros (C e E), as propriedades de resistência e compressibilidade foram obtidas de ensaios de compressão triaxial não adensados não drenados (tipo UU).

Tabela 3.1. Propriedades de deformabilidade e resistência ao cisalhamento da estratigrafia considerada como representativa da zona de estudo (Rodríguez *et al.*, 2012).

Estrato	w (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_o$	$C_r$	$C_c$	$E'$ (MPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
CS	33	14,0	---	---	---	5,0	20	40
B1	293	11,3	6,6	0,379	4,547	---	0	35
B2	241	11,6	5,5	0,258	3,741	---	0	35
C	56	15,0	---	---	---	20,0	100	30
D	165	12,0	3,9	0,147	2,563	---	0	35
E	40	16,0	---	---	---	25,0	100	30
F	115	13,2	2,9	0,102	1,788	---	0	35

### 3.2. Condições piezométricas e estado inicial na massa de solo

A distribuição da pressão inicial é obtida das estações piezométricas instaladas na área de estudo. Um perfil típico de poropressão e esforços efetivos da Cidade de México, obtida de Rodríguez *et al.* (2012), é apresentado na Figura 3.4. Pode ser observado um abatimento considerável das condições hidrostáticas a partir dos 17 metros de profundidade, alcançando-se um abatimento de até 400 kPa a uma profundidade de 56 metros. Por sua vez, as tensões geostáticas foram obtidas calculando-se o produto da espessura de cada estrato pelo seu peso volumétrico efetivo ( $\gamma' = \text{peso volumétrico da amostra} - \text{peso volumétrico da água}$ ), assumindo que o lençol freático está a uma profundidade de 5 metros. A tensão efetiva inicial foi calculada adicionando-se a queda de pressão dos poros à tensão geostática (Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2012).

De acordo com (Rodríguez & Auvinet, 2012), uma maneira aproximada e direta para determinar o perfil de poropressão ao longo do tempo consiste em utilizar um modelo numérico para avaliar a magnitude do abatimento piezométrico necessário para gerar a subsidência regional, que poderia se apresentar na zona de estudo dentro do período de projeto (50 anos). A subsidência regional pode ser estimada utilizando o histórico de medições efetuadas em bancadas de níveis superficiais referenciados a bancadas de níveis profundos, conforme indicado na Figura 3.5. A inclinação da equação da linha de tendência corresponde à velocidade da subsidência regional que, para esta bancada de níveis da Cidade de México, é da ordem de 0,9 cm/mês. Portanto, considerando uma tendência lineal, o recalque regional em 50 anos pode variar de 3,80 a 5,80 metros. Estes valores podem ser utilizados para verificar se a hipótese de abatimento é a indicada nas análises.

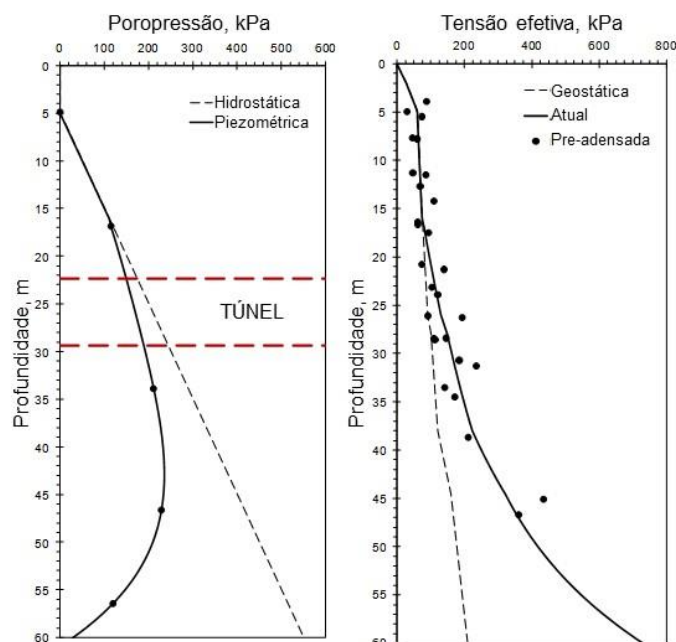


Figura 3.4. Condições piezométricas e estado de esforços efetivos atuais (Rodríguez e Auvinet, 2012).

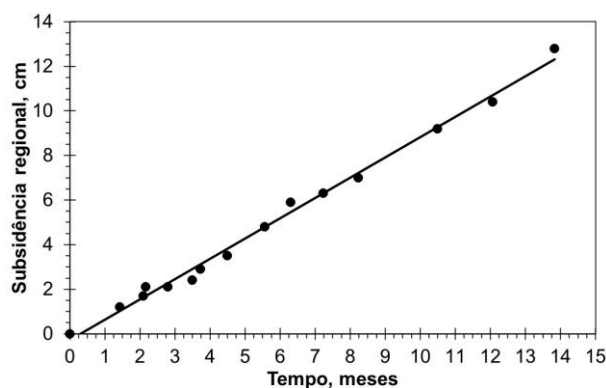


Figura 3.5. Variação da subsidência regional com o tempo, medido na superfície (Rodríguez *et al.*, 2012).

### 3.3. Descrição do fenômeno da subsidência regional

De modo geral, a subsidência é a perda de nível da superfície do solo que acontece devido à remoção de elementos de suporte. Sendo uma das diferentes formas de ruptura do solo, pode atingir desde pequenos locais até grandes áreas de terreno (NOAO, 2002). O fenômeno pode ocorrer se fluidos e sólidos são removidos dos poros do solo, gerando vazios.

A subsidência é, essencialmente, um movimento descendente do material na superfície do solo, com pequena movimentação horizontal. Segundo Rodríguez (2016), podem ocorrer diferentes tipos de subsidência, sendo produto da atividade humana ou de processos naturais, tais como:

- Subsidiência sobre depósitos compressíveis de grão fino ou solos orgânicos;
- Subsidiência em argilas que contraem e expandem devido a mudanças de umidade;
- Subsidiência pelo bombeamento de água e decomposição de depósitos orgânicos; e
- Subsidiência pela mineração.

No caso da Cidade do México, segundo Marsal e Mazari (1992), nas décadas de 1940 e 1960, notou-se um recalque generalizado na cidade, o que ocasionou danos na infraestrutura e sérios problemas na estabilidade das construções localizadas sobre o antigo lago de Texcoco. De acordo com dados históricos, a cidade teve recalques que excederam os 10 metros, conforme apresentado na Figura 3.6.

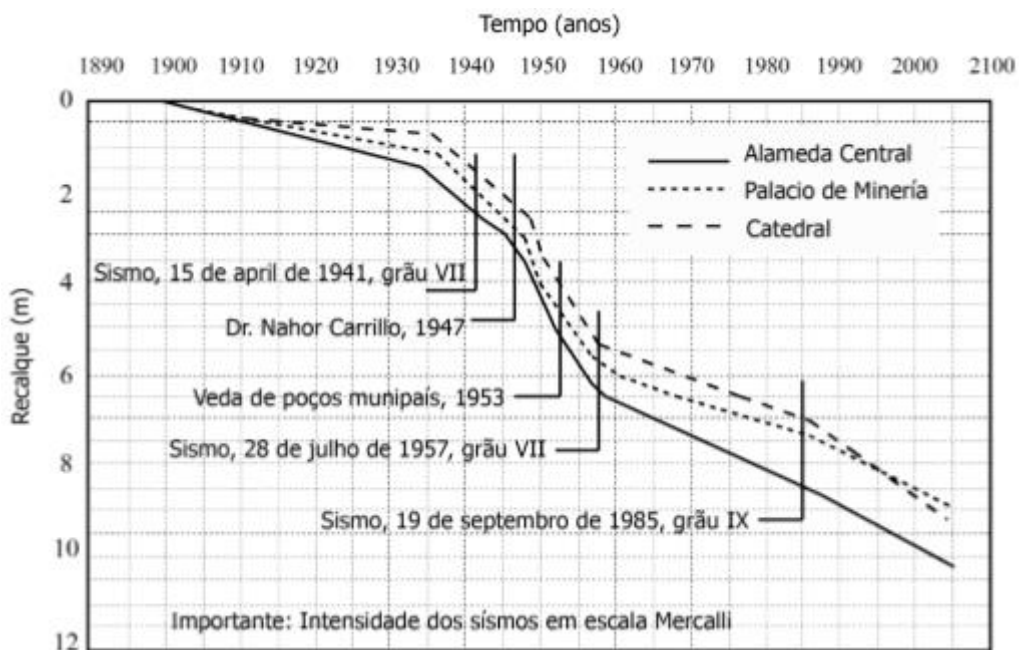


Figura 3.6. Evolução da subsidência regional (Laboratório de Geoinformática, 2009).

A extração excessiva de água dos aquíferos na área urbana da Cidade do México é responsável por dar origem ao fenômeno da subsidência regional. O declínio constante no nível das águas subterrâneas provoca a diminuição da pressão da água intersticial, causando o adensamento das argilas moles (Nuñez, 1996; Figueroa, 1996; Murillo, 1992; Marsal e Mazari, 1992). Na medida que o processo de adensamento, provocado pelo sobre utilização excessiva dos aquíferos subterrâneos, avança, as estruturas superficiais e subterrâneas tendem a apresentar patologias crescentes (Rodríguez, 2010).

O fenômeno de subsidência regional manifesta-se em maior grau na zona de transição e na zona do lago (Marsal e Mazari, 1992). Este fato pode ser observado na Figura 3.7, que mostra as velocidades da subsidência regional para o período de 2000-2005.

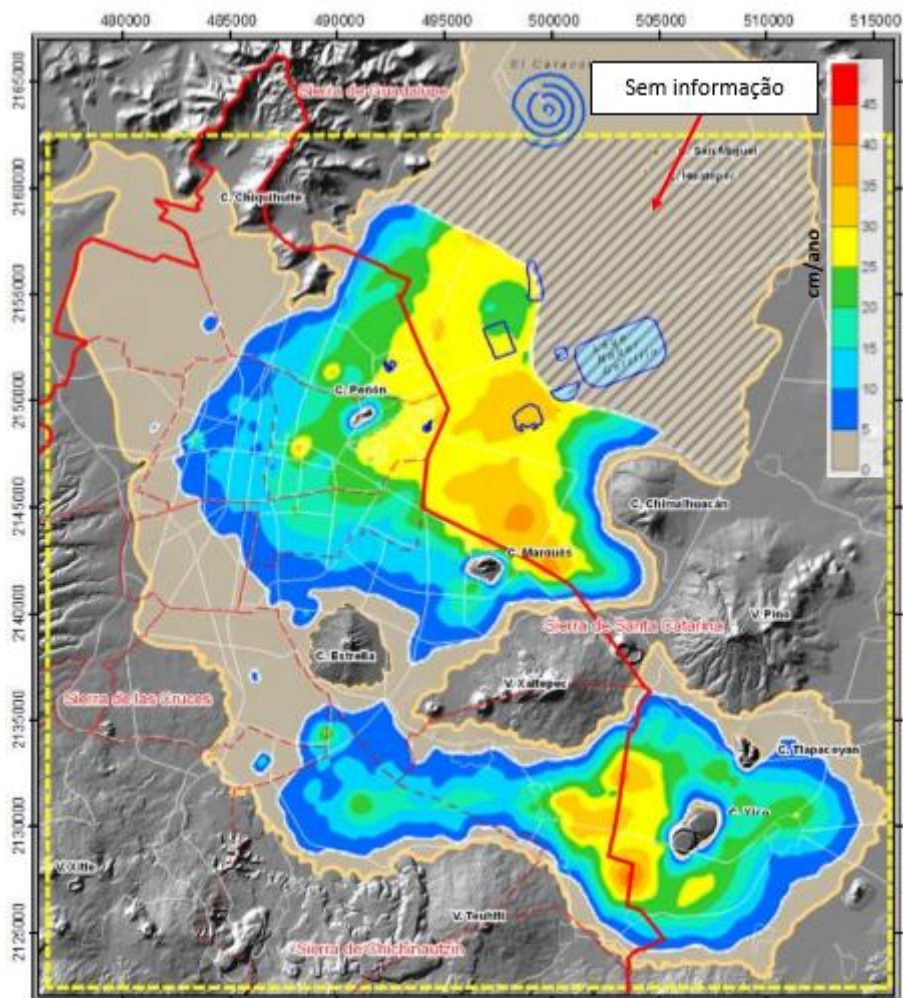


Figura 3.7. Velocidades da subsidência Regional em (cm/ano), 2000 – 2005 (Laboratório de Geoinformática, 2009).

De acordo com Zemva (2011a), a magnitude das velocidades da subsidência regional varia desde valores muito pequenos até cerca de 40 centímetros por ano. As diferenças de velocidades resultam em recalques diferenciais, que são muito prejudiciais para as estruturas superficiais e profundas.

Anteriormente, acreditava-se que, ao longo dos anos, o adensamento cessaria e a subsidência reduziria. No entanto, o adensamento (na Cidade do México) ainda está ocorrendo, e, adicionalmente, as camadas duras foram responsáveis por parte do recalque (Santoyo, 2008).

### 3.4. Efeito da subsidência regional

Na cidade do México a subsidência regional tem tido repercussões negativas para as construções superficiais e subterrâneas; tais como (Zemva, 2011a; Rodríguez, 2010; Auvinet *et al.*, 2010; Nuñez, 1996): danos aos monumentos históricos, recalques diferenciais nas linhas



superficiais de transporte, emersão aparente das estruturas com fundações profundas, gerando atrito negativo, surgimento de trincas nas zonas de transição entre os solos moles e os solos firmes, mudanças progressivas na inclinação de obras de condução, tanto superficiais como subterrâneas, aumento do risco de inundações em caso de ruptura do sistema de esgoto da cidade, danos nas fundações e instalações subterrâneas, entre outras.

Na Figura 3.8, Figura 3.9 e Figura 3.10, mostram-se alguns dos efeitos do fenômeno da subsidência regional na Cidade do México. Como pode ser observado nas imagens, um dos casos mais comuns é o desenvolvimento de trincas. O bombeamento dos aquíferos subterrâneos do vale do México, além dos recalques também desenvolve estados de tensão que causam a aparição de trincas na superfície do terreno (Alberro e Hernández, 1992). Estas trincas são geradas com maior frequência perto das zonas de transição abrupta, entre solos moles e solos firmes (Murillo, 1992).



Figura 3.8. Emersão aparente das estacas e outras estruturas (Zaldívar, 2013).



Figura 3.9. Deformação da caixa da linha A do Metrô (Zaldívar, 2013).



Figura 3.10. Trinca característica numa zona de transição (Santoyo, 2008).

Para o caso específico de estruturas subterrâneas, ocorre um incremento de cargas no topo do túnel, o que provoca deformações de forma elíptica a longo prazo, acarretando no aparecimento de rachaduras (Kusakabe e Ariizumi, 2005). Além disso, são induzidos assentamentos diferenciais ao longo do seu traçado, que geralmente causam mudanças progressivas na inclinação, prejudicando seu adequado funcionamento (Nuñez, 1996b).

Em poços é comum a emersão aparente da própria estrutura, devido a que estas obras atingem grandes profundidades, chegando até as camadas duras e firmes; e no solo ao redor é evidenciado o fenômeno da subsidência regional. A emersão aparente ocasiona recalques importantes nas ruas e nas estruturas vizinhas superficiais, e isto aumenta o risco de instabilidade (Rodríguez, 2010).

Existem referências de alguns templos, monumentos e construções que manifestam as consequências do fenômeno de subsidência regional no vale da Cidade do México. A seguir, são apresentados alguns deles:

a) A Catedral Metropolitana da Cidade do México tem um comportamento inadequado de suas fundações. Sofre recalques diferenciais, cada parte de uma mesma estrutura mostra diversos recalques a velocidades diferentes. A diferença de recalques desde o altar até a torre direita atingiu os 2,4 m (Patricia, 2013).

b) O Palácio de Belas Artes, também é um caso clássico de recalque de fundação. Após sua construção, ocorreu um recalque diferencial de 2m, entre a rua e a área construída; o recalque geral desta região da cidade foi de 7m (FEUERJ, 2008).

c) Outro fato que evidencia a subsidência regional é o monumento do *Ángel de la Independencia* (Figura 3.11). Sabe-se que a fundação da estrutura é feita por um conjunto de

estacas, as quais não recalçaram juntamente com solo uma vez a ponta dessas estruturas estão sobre uma camada rígida a 30 m de profundidade, onde a subsidência é menos perceptível. Também é bom citar o ex-templo Jesuíta de São Pedro e São Paulo, da UNAM, no qual seu nível inicial recalçou até atingir 4 metros de profundidade. Devido a isso, foi feito um aterro para atingir o nível atual (Patricia, 2013)

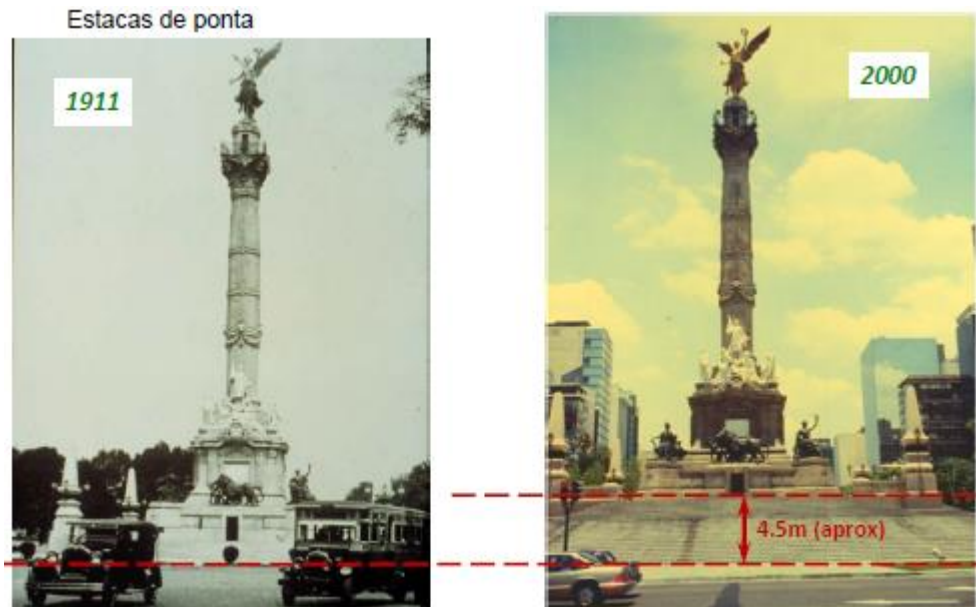


Figura 3.11. Subsidência no monumento do *Ángel de la Independencia* (Rodríguez, 2010).

### 3.5. Características do túnel

O *Túnel Emisor Oriente* é uma obra hidráulica subterrânea para desalojar água residual e pluvial do Vale de México, que funciona de maneira simultânea em época de chuva com o atual sistema de drenagem profundo da Cidade de México. Possui uma longitude de 61,8 km e alcança profundidades de 60 até 200 m, dividido em 6 seções com uma pente média de 0,16 % e um diâmetro terminado de 7,0 m que permitirá o desalojo de um gasto máximo de 150 m<sup>3</sup>/s. Possui 24 poços de 12 e 16 m de diâmetro, com profundidades que variam de 26 a 148,15 m (Juárez, 2012). A Tabela 3.2 apresenta um resumo das seções que constituem o TEO, assim como o estacionamento de cada poço, sua profundidade e diâmetro. O suporte final do túnel está formado por um suporte primário e um suporte secundário.

#### 3.5.1. Suporte primário

No TEO é colocado um suporte primário para garantir a estabilidade do túnel durante sua construção e para manter os recalques superficiais dentro dos limites admissíveis. Este suporte consiste em aduelas pré-fabricadas de concreto unidas por parafusos, conformando um anel de



suporte. De acordo com Assis (2015) este tipo de suportes segmentados apresenta algumas vantagens na estabilização de obras subterrâneas tais como: facilidade de transporte, elevada resistência mecânica, a estanqueidade à água e o baixo custo.

Tabela 3.2. Resumo dos trechos do TEO (modificado - Juárez, 2012).

Nº do tramo	Nº do poço	Diâmetro (m)	Quilômetro	Profundidade (m)
I	P0TEO	16	0+000	23,29
	P1ATEO	12	2+753	32,63
	P3TEO	12	5+398	41,24
	P4TEO	12	8+207	45,81
	P5TEO	16	10+053	48,72
	P5TEO	16	10+053	48,72
II	P6TEO	12	11+475	55,22
	P7TEO	12	13+486	60,85
	P8TEO	12	16+031	65,74
	P9TEO	12	18+843	69,87
III	P10TEO	16	21+635	72,54
	P10TEO	16	21+635	72,54
	P11TEO	12	24+766	80,55
	P12TEO	12	27+603	80,39
	P13TEO	16	30+793	88,59
IV	P13TEO	16	30+793	88,59
	P14TEO	12	33+416	96,13
	P15TEO	12	35+865	101,04
	P16TEO	12	38+533	107,67
	P17TEO	16	40+994	115,18
V	P17TEO	16	40+994	115,18
	P18TEO	12	44+303	126,42
	P19TEO	12	46+689	130,83
	P20TEO	16	49+631	148,15
VI	P20TEO	16	49+631	148,15
	P21TEO	12	52+518	122,83
	P22TEO	12	54+822	110,22
	P23TEO	12	57+478	86,67
	P24TEO	12	58+933	85,39
	P.S.		61+802	23,19

O concreto utilizado nas aduelas possui uma resistência de 350 kg/cm<sup>2</sup>. O cimento possui uma resistência mínima aos 28 dias de 408 kg/cm<sup>2</sup>, composto por cimento Portland CPC 40 RS resistente aos sulfatos, da marca CEMEX (Juárez, 2012).

Nas seções I e II o anel circular está formado por sete aduelas de 1,50 m de comprimento e 35 cm de espessura de acordo com Ríos (2009) e Juárez (2012). Na Figura 3.12 é apresentado um suporte primário de aduelas e a posição das aduelas no anel. Nas seções III, IV, V e VI o anel circular está formado por oito aduelas de 1,50 m de comprimento de acordo com Juárez (2012), com suporte de 40 cm de espessura e diâmetro da escavação de 8,90 m.

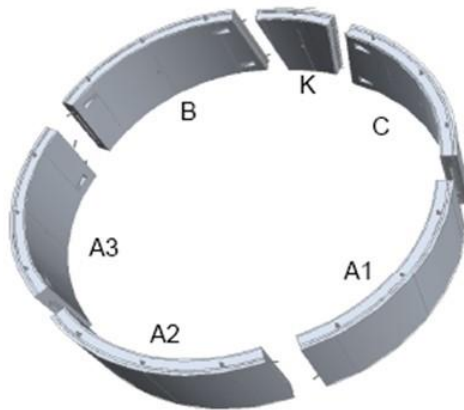


Figura 3.12. Suporte primário de aduelas, cinco aduelas mais cunha (Schmitter, 2016).

### 3.5.2. Suporte secundário

O suporte secundário geralmente consiste em um suporte de concreto *in situ* (lançado o com cimbra), que proporciona a geometria final e garante a estabilidade durante a vida útil do túnel (Tamez, Rangel and Holguín, 1997). De acordo com Juárez (2012), no TEO, este tipo de suporte é construído com cimbra deslizante com medidas ajustadas ao túnel, projetado para resistir o aumento das solicitações a longo prazo no suporte devido ao adensamento regional do solo em função do tempo.

De forma geral o procedimento se inicia com a colocação do aço de reforço e posteriormente é colocado o concreto de forma monolítica, geralmente em seções inferiores a 10 m. O concreto reforçado, com uma resistência de 350 kg/cm<sup>2</sup> e cimento CPO30 e/o 40RS resistente aos sulfatos, possui uma espessura de 35 cm nas seções I e II e de 40 cm nas seções III-VI.

A colocação da capa de estanqueidade entre o suporte primário e secundário e a construção do suporte secundário são executados longe da frente de escavação. No TEO o suporte secundário é colocado aproximadamente 6 meses após da colocação do suporte primário, sendo que o suporte primário tem que ser capaz de suportar as solicitações os primeiros 6 meses (Hernández, 2014).

### 3.6. Casos de análise

Considerando as diferentes estratigrafias presentes no traçado do TEO foram propostas dois casos de análise, apresentados de forma esquemática na Figura 3.13 como representativos da zona de estudo. Da mesma forma, considerou-se também que, para o trecho em questão, a

condição de análise mais crítica será quando o piso do túnel entrar em contato com a camada dura C.

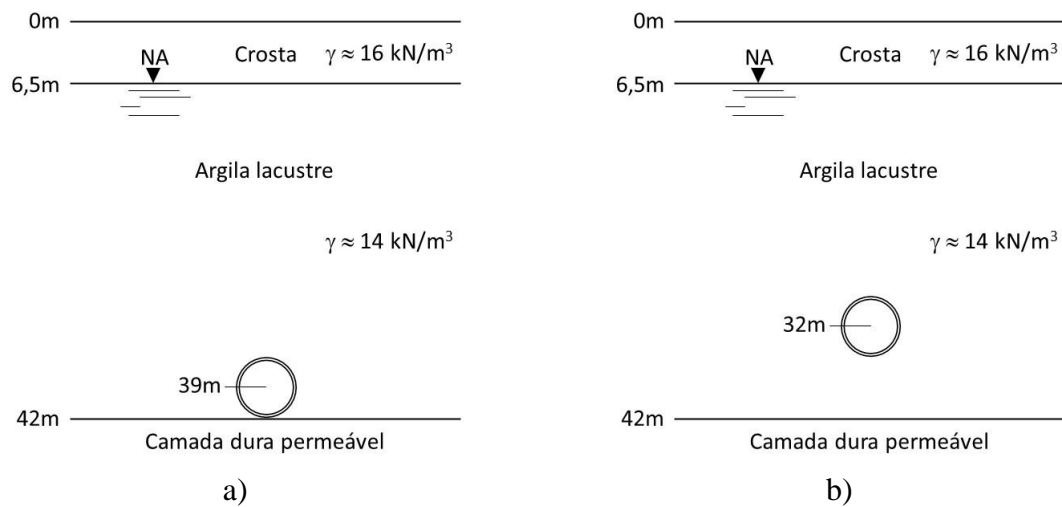


Figura 3.13. Casos considerados nas análises: a) Caso I, b) Caso II.

## 4. SOLO DIATOMÁCEO RECONSTITUÍDO PROPOSTO

### 4.1. Descrição do solo

Para a modelagem centrífuga do solo mole, foi utilizada uma argila reconstituída no laboratório, composta de 50% de uma argila caulim tipo Caomin P055 e 50% de terra de diatomáceas de Bogotá (50K-50TD), sendo os referidos percentuais considerados a partir do peso do material seco. Para comparar e avaliar o efeito da adição de diatomáceas ao caulim, um solo composto de 100% caulim (100K) foi ensaiado.

As diatomáceas são algas unicelulares de nutrição fotossintética autotrófica, possuem conchas de sílica e pertencem ao reino protista (eukaryota), sendo semelhantes às plantas. A terra de diatomáceas (TD) é obtida de depósitos com alto conteúdo de algas fossilizadas, sedimentadas em mares e lagos há mais de 40 milhões de anos e, atualmente, exploradas em minas a céu aberto. Depósitos de TD têm sido reportado nos solos marinhos do Japão (Holler, 1992; Tanaka and Locat, 1999; Tanaka, 2000), Coreia (Kwon *et al.*, 2011), na baía Mejillones de Chile (Arenaldi-Perisic *et al.*, 2019; Ovalle *et al.*, 2019), na costa nordeste da Austrália (Chen *et al.*, 1993; Ladd *et al.*, 1993), na costa nordeste de Singapura (Rajasekaran, 2006), na costa sudeste do Brasil (Silva *et al.*, 2012), na costa noroeste dos Estados Unidos (Evans and Moug, 2020), no Pacífico equatorial (McKillop *et al.*, 1995) e nos depósitos lacustres da Cidade do México (Díaz-Rodríguez, 2011) e de Bogotá (Caicedo *et al.*, 2018; Caicedo *et al.*; 2019), dentre outras localizações.

A TD utilizada neste trabalho, disponível comercialmente em Bogotá, é apresentada macroscopicamente como um material pulverizado de cor bege claro e textura organogênica, amorfo, inodoro, com baixa densidade aparente (0,3-0,5 g/cm<sup>3</sup>) e um grau de intemperismo muito baixo. Possui um PH = 8,87 e é muito estável e inerte quimicamente, além de não ser solúvel em água. Microscopicamente, a TD é descrita como composta de restos de algas unicelulares opala de estruturas diatomáceas bem preservadas (frústulas), associadas a argila, matéria orgânica, limonita e quartzo cristalino. A espécie predominante foi "Aulacoseira Granulata" (Figura 4.1). Na Tabela 4.1, é apresentada a composição mineralógica da TD utilizada nesta pesquisa, sendo a sílica em forma de frústulas de diatomáceas (SiO<sub>2</sub> + H<sub>2</sub>O) o elemento mais abundante.

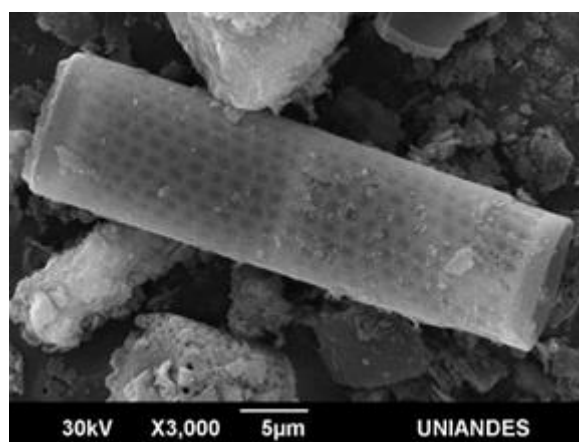


Figura 4.1. Vista microscópica das frústulas de Aulacoseira Granulata. (Caicedo *et al.*, 2019).

Tabela 4.1. Composição mineralógica da TD (AGROPULLI, 2019).

Quartzo (SiO <sub>2</sub> ): 1,0%	Fitólitos de Opalina (SiO <sub>2</sub> +H <sub>2</sub> O): traças %
Limonite (FeOOH): 1,8%	Frústulas de diatomáceas (SiO <sub>2</sub> +H <sub>2</sub> O): 81,2%
Argila caulínica (Al <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (OH) <sub>4</sub> ): 13,0%	Espículas (SiO <sub>2</sub> +H <sub>2</sub> O): 1,5%
Argila ilítica: 1,5%	

Foram realizados ensaios de granulometria em hidrômetro para a argila artificial reconstituída formada por 100% caulim (100K) e para a argila artificial reconstituída formada por 50% caulim – 50% TD (50K-50TD), conforme procedimentos apresentados nas normas ASTM D 422-58 e a NBR 7181 (ABNT, 2016). Na Tabela B.1 do Apêndice B, são apresentados os dados dos ensaios e, na Figura 4.2, são apresentadas as curvas granulométricas obtidas neste estudo. Estas curvas foram comparadas com as curvas da argila de Singapura e do caulim usado por Shiwakoti *et al.* (2002). Observa-se que 100% do material passa pela peneira #200, indicando uma composição granulométrica extremamente fina e uma boa similitude com as argilas naturais.

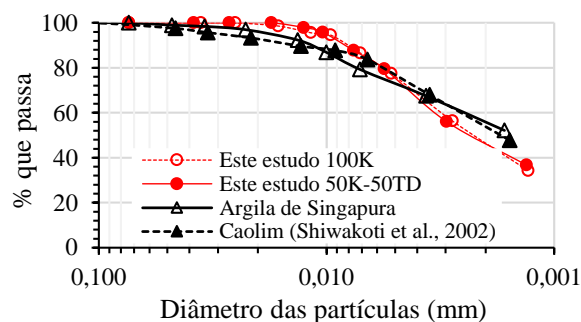


Figura 4.2. Curvas granulométricas.

Em ambos os materiais (100K e 50K-50TD), foram realizados ensaios de limite de liquidez e plasticidade, conforme procedimentos estabelecidos nas normas NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Nas Tabelas 0.4 e 0.5 do Apêndice B, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios. Para um melhor entendimento do comportamento dos solos artificiais reconstituídos, foi conduzida uma análise comparativa das propriedades de plasticidade em relação a amostras de argilas naturais reconstituídas de diferentes partes do mundo. Na carta de plasticidade da Figura 4.3, são apresentados, com um círculo branco, os resultados das propriedades de plasticidade de 1024 amostras de argila natural diatomácea de Bogotá publicados por Caicedo *et al.* (2018) e de três amostras de argilas diatomáceas reconstituídas estudadas por Ovando *et al.* (2020). As referidas amostras são representativas dos depósitos lacustres do Vale de Bogotá, próximo ao Aeroporto Internacional El Dourado, na Colômbia, e da argila marinha de Campeche Sound no Golfo do México (Baía de Campeche). Ademais, são apresentadas vinte e seis amostras de argilas naturais reconstituídas de diferentes partes do mundo reportadas por Burland (1990). Outros solos artificiais reconstituídos, formados por 100% caulim e misturas de 50% caulim com 50%TD da Baía de Osaka (Tanaka e Locat, 1999), Okayama (Shiwakoti *et al.*, 2002) e a Cidade de México (Díaz e González, 2013) foram adicionados à carta de plasticidade para comparar o comportamento do caulim reconstituído quando adicionado TD. Pode se observar que a maioria dos valores das argilas naturais reconstituídas permanecem acima da linha A, apresentam bom ajuste com a relação linear proposta por Caicedo *et al.* (2018) e classificam como uma argila de alta ou baixa plasticidade (CH ou CL), de acordo ao *Unified Soil Classification System (USCS)*, com exceção da argila Whangamarino. Como observado na figura, os resultados da mistura 100K, apresentada com um triângulo vermelho, são similares aos resultados das argilas naturais reconstituídas não diatomáceas e encontram-se dentro do intervalo de valores de índice de liquidez e índice de plasticidade da argila diatomácea de Bogotá. Quando adicionado TD ao

caulim (amostra 50K-50TD), foi obtido um aumento relativamente pequeno no limite de liquidez, no entanto, o valor do índice de plasticidade permaneceu praticamente igual, mudando sua classificação de CH para MH de acordo com a classificação USCS. Este comportamento também foi relatado por Tanaka e Locat (1999), Shiwakoti *et al.* (2002), Díaz-Rodríguez e González-Rodríguez (2013) e Díaz-Rodríguez (2014). Garzón *et al.* (2015) relataram o efeito oposto na medida que adicionaram bentonita no caulim, provocando um aumento no limite de liquidez e índice de plasticidade. Os valores de plasticidade da mistura 50K-50TD ensaiada neste trabalho encontram-se no limite inferior dos valores de índice de plasticidade da argila diatomácea de Bogotá, coincidindo com algumas amostras localizadas abaixo a linha A.

Devido a sua estrutura, estes solos reconstituídos, formados por caulim e TD, possuem baixa densidade seca e geralmente classificam como MH de acordo ao sistema de classificação USCS (Díaz-Rodríguez e Santamarina, 2001; Arenaldi-Perisic *et al.*, 2019).

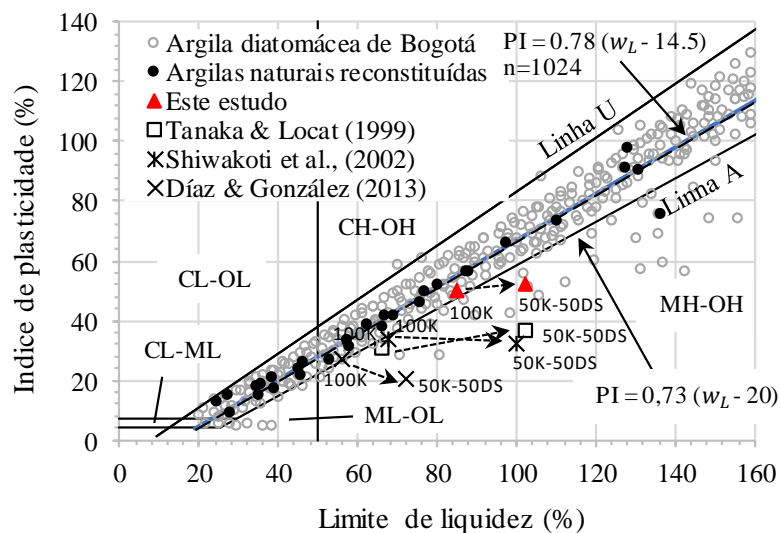


Figura 4.3. Carta de plasticidade.

## 4.2. Processo de reconstituição

O processo de preparo do material de baixa capacidade de suporte (solo mole) consistiu em misturar um material, formado por 50% de caulim tipo Caumin P055 e 50% de TD de Bogotá com uma quantidade de água correspondente a 1,5 vezes o limite de liquidez do pó (teor de umidade de 102%). No início, a homogeneização da lama foi feita manualmente (Figura 4.4a) e, posteriormente, por um misturador industrial de palheta, que agitou a amostra durante 30 min (Figura 4.4b). Pontua-se que foi tomado especial cuidado com o acúmulo de grumos no

fundo do recipiente. O resultado final foi uma lama de consistência líquida, boa uniformidade e sem bolhas.

A mistura preparada foi suavemente vertida em uma caixa com dimensões internas de 14 cm de largura, 7 cm de comprimento e 12 cm de altura. No topo da camada de lama, foram colocados: um papel filtro; uma placa de acrílico com pequenos furos superficiais, uniformemente distribuídos na sua área; e uma placa de alumínio. Sobre a placa de alumínio, foram aplicadas, gradualmente, quatro etapas de carregamento (0,5, 1,0, 2,0 e 5,0 kPa), conforme apresentado na Figura 4.4c. Posteriormente, a caixa foi colocada em um consolidômetro 1-D mini-pneumático (Figura 4.4d), controlado eletronicamente de modo a permitir aplicar cargas maiores por meio de um pistão. A amostra foi adensada até 25 kPa visando obter um ganho de consistência para, posteriormente, ser moldada para o ensaio de adensamento.

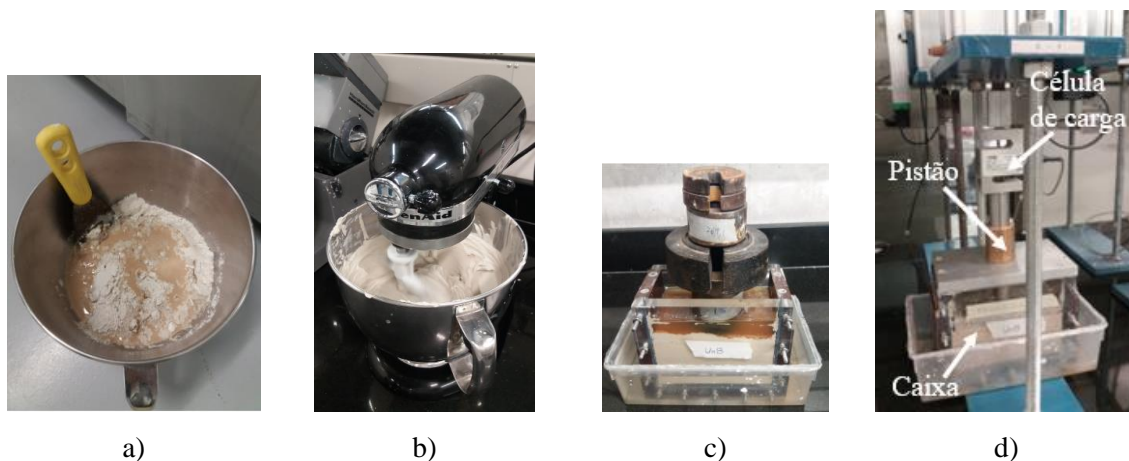


Figura 4.4. Procedimento de preparação e adensamento da lama. a) Mistura manual; b) Misturador industrial de palheta; c) Adensamento mediante cargas; d) Adensamento no consolidômetro mini-pneumático.

### 4.3. Propriedades de compressibilidade

Uma vez adensado até 25 kPa, obteve-se um solo com elevado teor de umidade, baixa resistência, elevada compressibilidade e consistência que permitiu a moldagem do corpo de prova para a realização do ensaio de adensamento e, assim, a obtenção do perfil de tensões efetivas do modelo. O ensaio de adensamento foi realizado conforme a NBR 12007 (ABNT, 1990). Na Figura 4.5, é apresentada a moldagem do corpo de prova para 100K e 50K-50TD e o ensaio de adensamento.

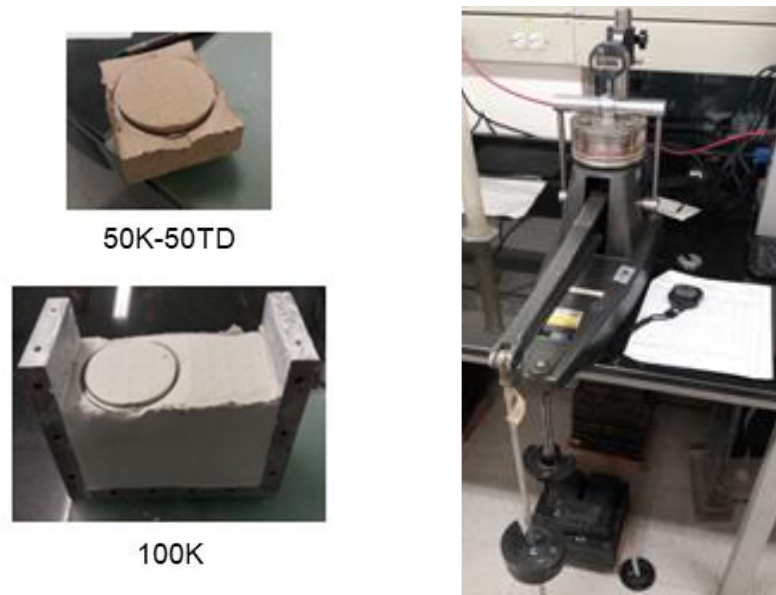


Figura 4.5. a) Moldagem do corpo de prova; b) Ensaio de adensamento.

Na Figura 4.6, são apresentadas as curvas de adensamento para 100K e 50K-50TD. Para um melhor entendimento do comportamento dos solos artificiais reconstituídos utilizados nos ensaios, suas curvas de compressibilidade foram comparadas com as curvas de algumas argilas naturais reconstituídas apresentadas por Burland (1990) e Ovando *et al.* (2020). Ademais, foram comparadas com trinta e oito curvas de compressibilidade realizadas por Mendoza *et al.* (2019) em amostras naturais extraídas dos depósitos lacustres diatomáceos de Bogotá, cobrindo uma ampla faixa de plasticidade. Todas as argilas foram reconstituídas a um conteúdo de água tal que  $w_L \leq w \leq 1.5w_L$  e o limite líquido e índice de vazios correspondente ao limite líquido ( $e_L$ ) são apresentados para cada argila. Os padrões de várias curvas de compressão convergem quando a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) aumenta. Todas as curvas de compressão são semelhantes em forma: elas são ligeiramente côncavas para cima.

Os resultados dos ensaios de compressibilidade das amostras dos depósitos lacustres diatomáceos de Bogotá são divididos em quatro faixas de limite de líquido: menos de 50 (cor vermelha), entre 50 e 100 (cor azul), entre 100 e 200 (cor verde) e mais de 200 (cor amarela). As argilas naturais reconstituídas estudadas por Burland (1990) são do norte da Europa: várias são de origem marinha (*Magnus clay*), algumas são de uma morena glacial (Lower Cromer Till) e outras são argilas altamente pré-consolidadas em seu estado natural (Wiener Tegel, Argile Plastique, London Clay). Ovando *et al.* (2020) estudaram as propriedades de amostras de argila mole natural reconstituída, sendo duas amostras representativas da zona lacustre da Cidade do México (Texcoco, SCOP SCT), duas amostras de argila do Vale de Bogotá, perto do Aeroporto



Internacional El Dorado, na Colômbia (SON3-10m, SON3- 4m); e uma amostra de argila marinha do Estreito de Campeche, no Golfo do México (Campeche Bay).

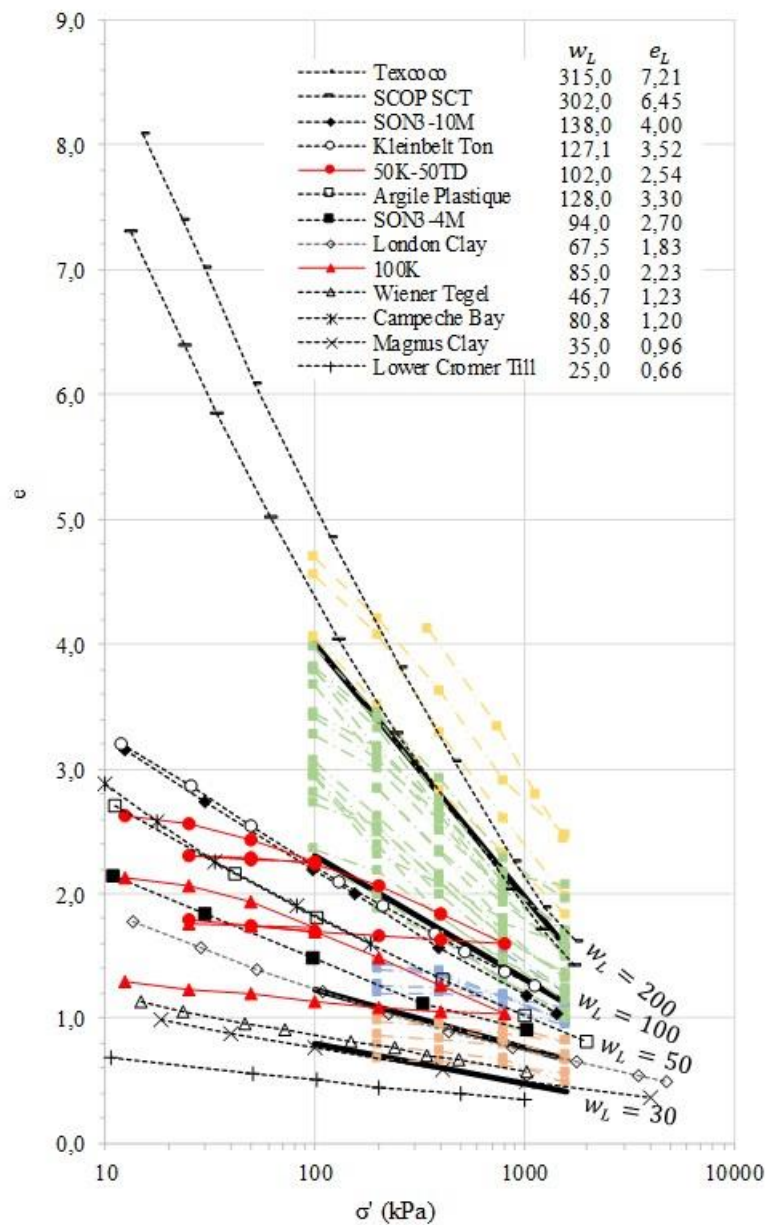


Figura 4.6. Curvas de compressibilidade.

Para um valor de tensão de 10 kPa, os índices de vazios dos solos estudados por Burland (1990) e dos solos de Bogotá e Campeche Sound, estudados por Ovando *et al.* (2020), estão entre 0,63 e 3,5, enquanto os solos da Bacia do México apresentam índices de vazios entre 7,0 e 9,2. Os índices de vazios de ambos os materiais testados neste estudo estão compreendidos nas faixas de valores obtidos para os solos estudados por Burland (1990) e os solos Bogotá e Campeche Sound. A mistura 100K tem uma curva de compressibilidade semelhante às argilas

naturais reconstituídas identificadas como Argile Plastique, Campeche Bay e a curva artificial de argila caulim reconstituída utilizada por Garzón *et al.* (2015). A mistura 50K-50TD possui curva de compressibilidade semelhante às argilas reconstituídas identificadas como Keinbelt Ton e SON3-10m, conforme evidenciado na Figura 4.6.

A Figura 4.7a apresenta a relação entre o coeficiente de compressibilidade ( $C_c$ ) e o limite líquido ( $w_L$ ) proposto por Caicedo *et al.* (2018) e os valores obtidos a partir dos resultados de 82 ensaios edométricos clássicos de compressão, realizados para caracterizar a compressibilidade dos solos diatomáceos dos depósitos lacustre de Bogotá. Além disso, foram incluídos os resultados publicados por Burland (1990), referentes aos ensaios de compressão edométrica em 26 argilas naturais reconstituídas, e os resultados dos ensaios dos solos diatomáceos (50K-50TD) e não diatomáceos (100K) analisados neste estudo. Esta figura mostra uma boa correlação entre as variáveis ( $R^2 = 0,92$ ) e a equação de melhor ajuste para o solo diatomáceo de Bogotá. Pode-se observar que ambos os solos, 50K-50TD e 100K, apresentam valores na faixa de dispersão dos solos diatomáceos de Bogotá.

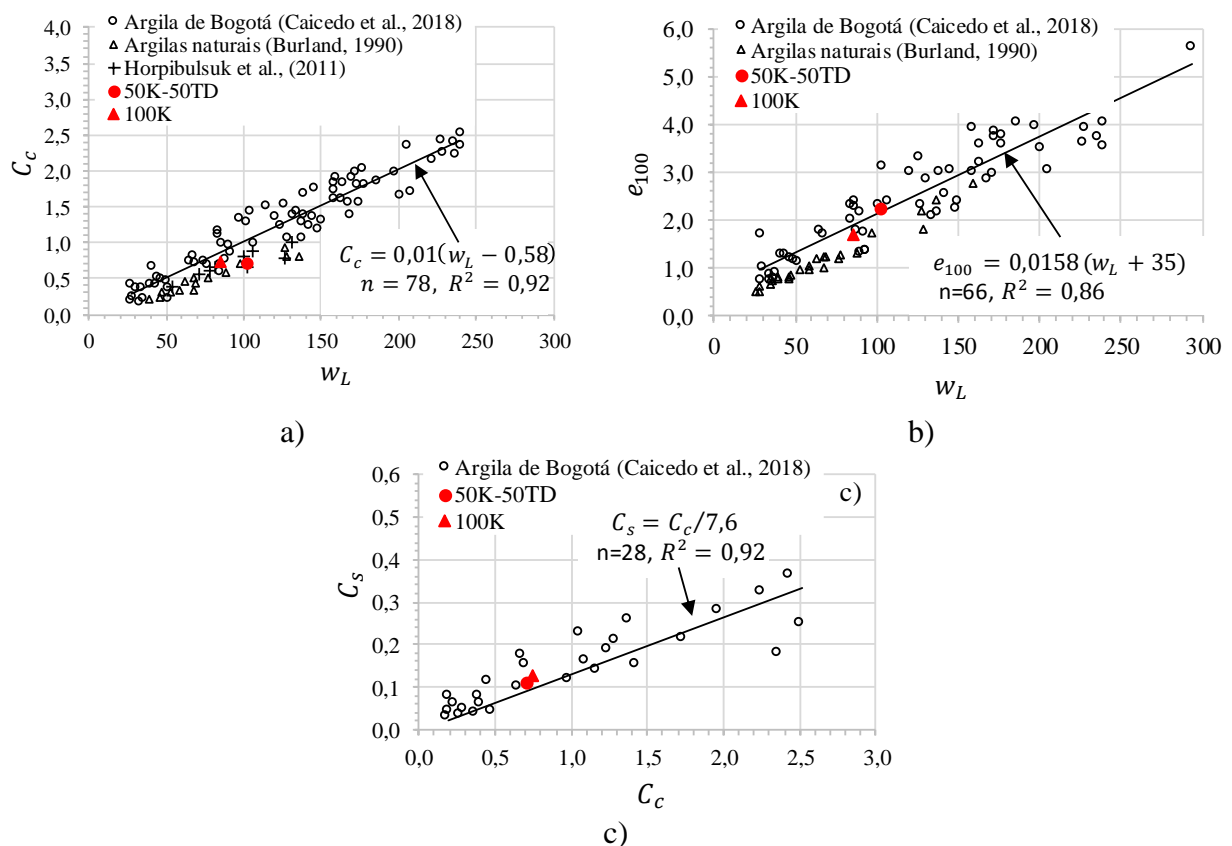


Figura 4.7. a) Relação entre o coeficiente de compressibilidade e o limite líquido, b) Relação entre o índice de vazios a 100 kPa e o limite líquido, c) Relação entre os coeficientes de compressão e recompressão (modificado de Caicedo *et al.* 2018).

A Figura 4.7b mostra a equação de melhor ajuste linear da relação entre o índice de vazios em 100 kPa ( $e_{100}$ ) e o limite de liquidez ( $w_L$ ) para solos diatomáceos de Bogotá. A título de comparação, os valores de ambas as argilas reconstituídas (100K e 50K-50TD) e de 26 argilas naturais reconstituídas de diferentes partes do mundo (Burland, 1990) foram adicionados ao mesmo gráfico. Pode-se observar que a mistura 50K-50TD se enquadra na relação linear proposta por Caicedo *et al.* (2018) para a argila diatomácea de Bogotá. Por outro lado, a mistura 100K e as argilas naturais reconstituídas apresentam valores na faixa de dispersão. Outra correlação comumente utilizada é relacionar o coeficiente de compressibilidade ( $C_c$ ) e o coeficiente de recompressão ( $C_s$ ). Caicedo *et al.* (2019) propuseram, para os solos diatomáceos de Bogotá, uma relação entre  $C_c$  e  $C_s$  de 7,6. Conforme mostra a Figura 4.7c, a mistura 50K-50TD apresenta uma relação de 6,4, resultado próximo do valor obtido para solos de Bogotá e também contido na faixa de valores clássicos relatados para solos finos não diatomáceos de  $C_c/C_s = 3\sim 7$  (Bardet, 1997).

A Tabela 4.2 apresenta um resumo dos principais parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento realizados. Pode-se perceber que a adição de TD no caulim aumenta o índice de vazios inicial ( $e_0$ ) da mistura e diminui tanto a densidade ( $\gamma$ ) quanto a massa específica dos grãos ( $G_s$ ). Shiwakoti *et al.* (2002), Díaz-Rodríguez (2011) e Wiemer e Kopf (2017) também reportaram uma diminuição na densidade e na massa específica dos grãos com o aumento da percentagem de TD no caulim. A massa específica dos grãos foi determinada seguindo os procedimentos descritos na NBR 6458 (ABNT, 2016), resultando em um valor de 2,49.

Tabela 4.2. Resumo das propriedades de compressibilidade para 100K e 50K-50TD.

Material	$G_s$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$C_c$	$C_s$	$c_v$ (m <sup>2</sup> /ano)
100K	2,62	14,9	2,22	0,740	0,127	7,36
50K-50TD	2,49	13,9	2,70	0,707	0,110	28,16

A maior contribuição da adição de terra diatomácea à argila caulim para uso em modelos físicos em centrífuga é o aumento do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ). Segundo Madabhushi (2015), a lei de escala do tempo de adensamento é uma vantagem significativa na modelagem de muitos problemas de mecânica dos solos, o que torna a centrífuga uma ferramenta ideal para investigar problemas de adensamento. O autor sugere que o adensamento do solo em um modelo de centrífuga ocorre  $N^2$  vezes mais rápido que o protótipo, o que representa uma redução de tempo considerável. O aumento de  $c_v$  diminui ainda mais o tempo de adensamento, reduzindo bastante o tempo de ensaio na centrífuga geotécnica. Garzon *et al.* (2015) relataram

um aumento no índice de vazios e um decréscimo no  $c_v$  com o aumento da porcentagem de bentonita nas misturas com argila de caulim. Alguns trabalhos experimentais publicados (Shiwakoti *et al.*, 2002; Arenaldi-Perisic *et al.*, 2019) demonstraram que um aumento no teor de diatomáceas em misturas com argila de caulim aumenta, significativamente, a permeabilidade, apesar do aumento dos limites de Atterberg.

A Figura 4.8 mostra a comparação entre os resultados dos ensaios de adensamento para solos reconstituídos 100K e 50K-50TD. Considerando um valor de tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) de 200 kPa (valor utilizado para a montagem do modelo da centrífuga, item 4.5), conforme Figura 4.8a, o  $c_v$  aumenta de 7,36 m<sup>2</sup>/dia na amostra 100K para 28,16 m<sup>2</sup>/dia na amostra 50K-50TD. Ou seja, uma adição de 50% de TD aumenta o  $c_v$  em 3,8 vezes, conforme consta na Figura 4.8b. Portanto, de acordo com a Figura 4.8c,  $k$  aumenta de 2,64x10<sup>-7</sup> cm/s para 7,74x10<sup>-7</sup> cm/s, isto é, uma adição de 50% de TD aumenta  $k$  em 2,9 vezes, conforme apresentado na Figura 4.8d.

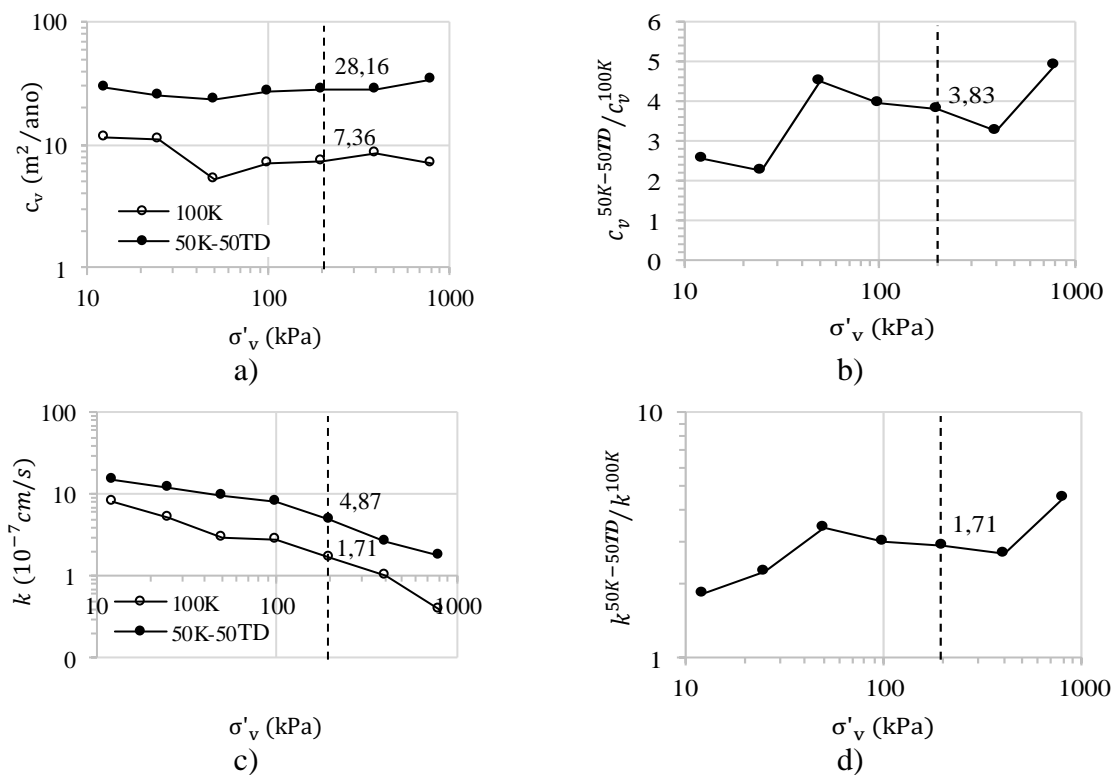


Figura 4.8. a) Variação do coeficiente de adensamento com a tensão de adensamento para ambos os solos estudados; b) razão entre coeficientes de adensamento para diferentes valores de tensão; c) variação do coeficiente de permeabilidade com a tensão de adensamento; d) razão entre coeficientes de permeabilidade para diferentes valores de tensão.

De acordo com a teoria clássica de adensamento de Terzaghi, o coeficiente de adensamento é inversamente proporcional ao tempo. Portanto, para os resultados obtidos, o

tempo pode ser diminuído para 27% ( $c_{v50K-50TD} = 3.83 c_{v100K}$ ) se é considerada a mistura 50K-50TD em vez da mistura 100K. Por exemplo, para um meio formado por 100 K, o tempo de adensamento calculado para o ensaio na centrífuga é de 30 h. Em contrapartida, com 50K-50TD, o tempo do ensaio poderia ser reduzido para 8 horas, equivalente a uma jornada de trabalho.

#### 4.4. Estimativa dos tempos de voo

Para garantir a dissipação de pelo menos 90% do excesso de poropressão do solo ( $U = 90\%$ ), durante as nove horas de funcionamento da centrífuga, foi necessário estimar o tempo necessário para o processo de adensamento. Este foi analisado com base nas curvas de isovalores de poropressão, aplicando o método das diferenças finitas à equação de adensamento unidimensional (Equação 4.1).

$$u_{i,n+1} = \theta u_{i-1,n} + (1 - 2\theta)u_{i,n} + \theta u_{i+1,n}; \text{ para } \theta \leq 0.5 \quad (4.1)$$

onde:

$u_{i-1,n}$  é a pressão da água dos poros para profundidade  $z_{i-1}$  e tempo  $t_n$ ;

$u_{i,n}$  é a pressão da água dos poros para profundidade  $z_i$  e tempo  $t_n$ ;

$u_{i+1,n}$  é a pressão da água dos poros para profundidade  $z_{i+1}$  e tempo  $t_n$ ;

$\theta$  é definido pela Equação 4.2.

$$\theta = c_v \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} \quad (4.2)$$

onde  $c_v$  é o coeficiente de adensamento (Tabela 4.2) e  $\Delta t$  é o incremento de tempo;  $\Delta z$  é o incremento de profundidade.

O primeiro ajuste para reduzir o tempo de dissipação da poropressão foi considerar uma camada superficial de areia (Figura 4.9b), que substitui parte da argila superficial. Esta opção permite que a camada de argila do fundo seja drenada por ambas as faces e reduza a distância de drenagem. A espessura da camada de argila foi determinada em função das dimensões do túnel e da estimativa do campo de tensões que se desenvolverá ao redor de sua estrutura.

Três cenários foram analisados: 1) considerando o solo caulim em todo o modelo (M1/100K, Figura 4.9a; 2) considerando uma camada superficial de areia e o solo caulim na parte inferior do modelo (M2/100K, Fig. 4.9b); e 3) considerando uma camada superficial de

areia e a mistura de 50% de argila de caulim com 50% de solo de diatomáceas no fundo do modelo (M2/50K-50TD, Fig. 4.9b).

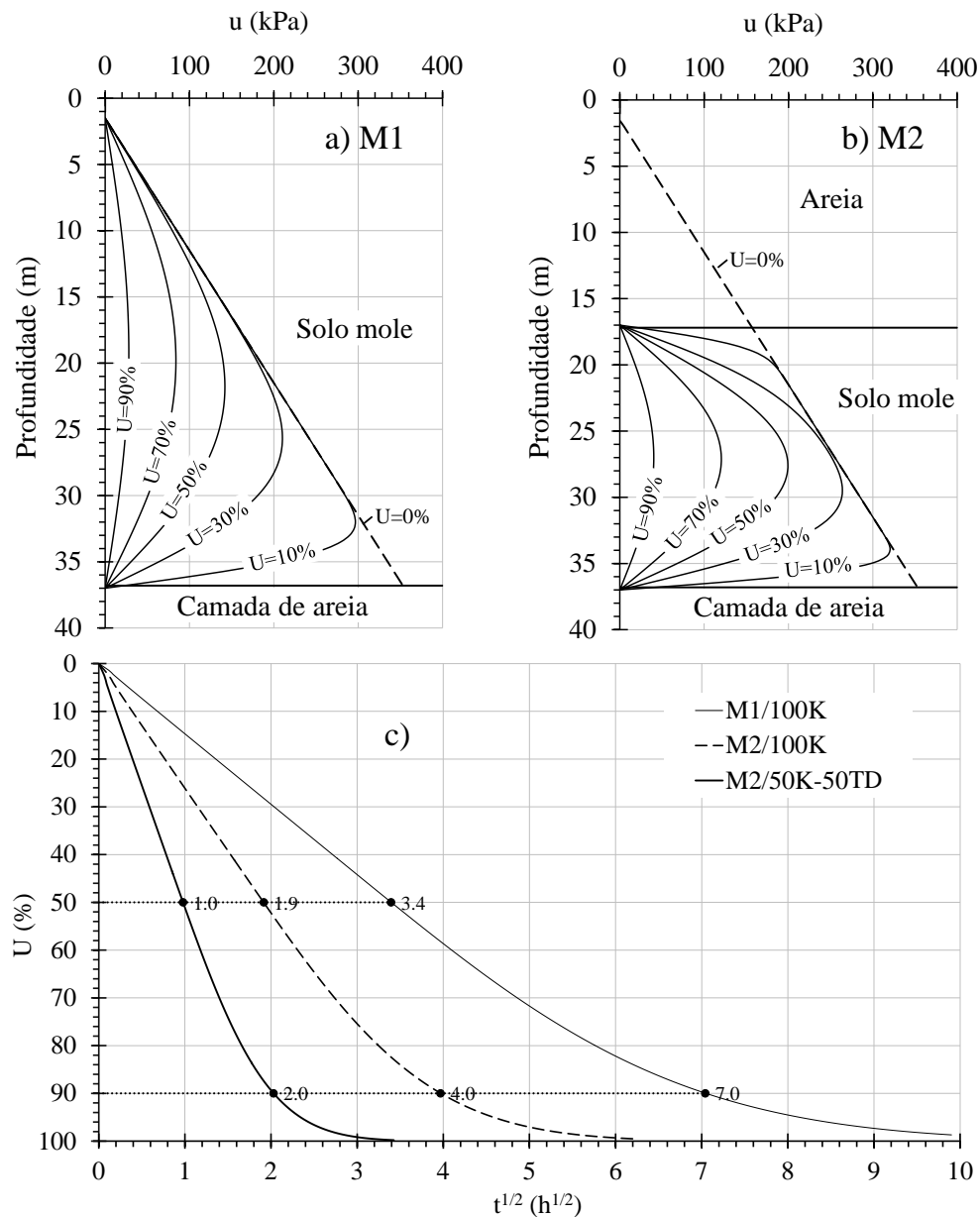


Figura 4.9. Perfil de poropressão ( $u$ ) para diferentes graus de adensamento ( $U$ ) para: a) M1; b) M2; e c) variação de  $U$  com o tempo para os três cenários.

A Figura 4.9c mostra que, ao adicionar os estratos superficiais de areia, o tempo de adensamento para  $U = 90\%$  reduz de 49 para 16 horas (redução de 67%) e as condições de rebaixamento de poropressão necessárias para a simulação do modelo principal são mantidas. Para M2/50K-50TD, o tempo para  $U = 90\%$  reduz de 49 para 4 horas (redução de 92%). De acordo com a Figura 4.9c, para M2/50K-50TD, 9 horas são suficientes para  $U = 100\%$ .

Fundamentado nos cálculos realizados, foram realizados os ensaios na centrífuga considerando a configuração M2/50K-50TD (Figura 4.9b).

#### 4.5. Obtenção do perfil de tensões do solo considerado no modelo

A partir das propriedades da camada de areia do Guamo, da curva do ensaio de adensamento (Figura 4.6) realizado na mistura 50K-50TD (adensada até 25 kPa) e das espessuras das camadas de solo estabelecidas no Item 4.4 (Figura 4.10a), foram obtidos os valores de índice de vazios (Figura 4.10b) e das tensões efetivas (Figura 4.10c) em função da profundidade.

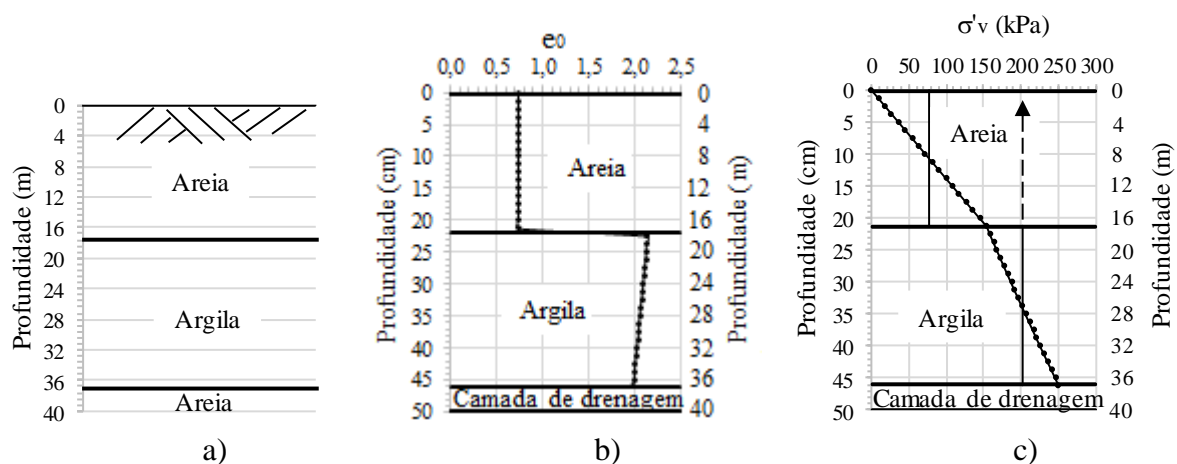


Figura 4.10. (a) Protótipo, (b) Índice de vazios, (c) Perfil de tensões efetivas, obtido a partir da curva de compressibilidade do ensaio de adensamento.

Devido à importância de conhecer as propriedades de compressibilidade, resistência e permeabilidade do solo mole na condição inicial da modelagem em centrífuga, ou seja, condição final do adensamento (200 kPa), foi obtido o perfil de tensões efetivas do solo mole em um molde cilíndrico para sua posterior amostragem e realização de ensaios de permeabilidade, adensamento e triaxiais tipo CU.

O perfil de tensões foi obtido usando a técnica de compressão unidimensional, realizada sob gravidade normal de 1g. Esse procedimento é equivalente ao ensaio de adensamento padrão, no qual a carga é aplicada em etapas até atingir a tensão de compressão necessária. Este procedimento também foi utilizado por Thaher e Jessberger (1991), Horikoshi e Randolph (1996), Rincón e Rodríguez (2001), Leung *et al.* (2004), Tran *et al.* (2012b) e Rincón (2016).

A lama constituída por 50K-50TD foi preparada conforme descrito anteriormente na seção 4.2, mas em maiores quantidades e utilizando um misturador industrial de maior tamanho (Figura 4.11).



Figura 4.11. Dosagem e mistura 50% caulim - 50% TD com água por meio de um misturador industrial.

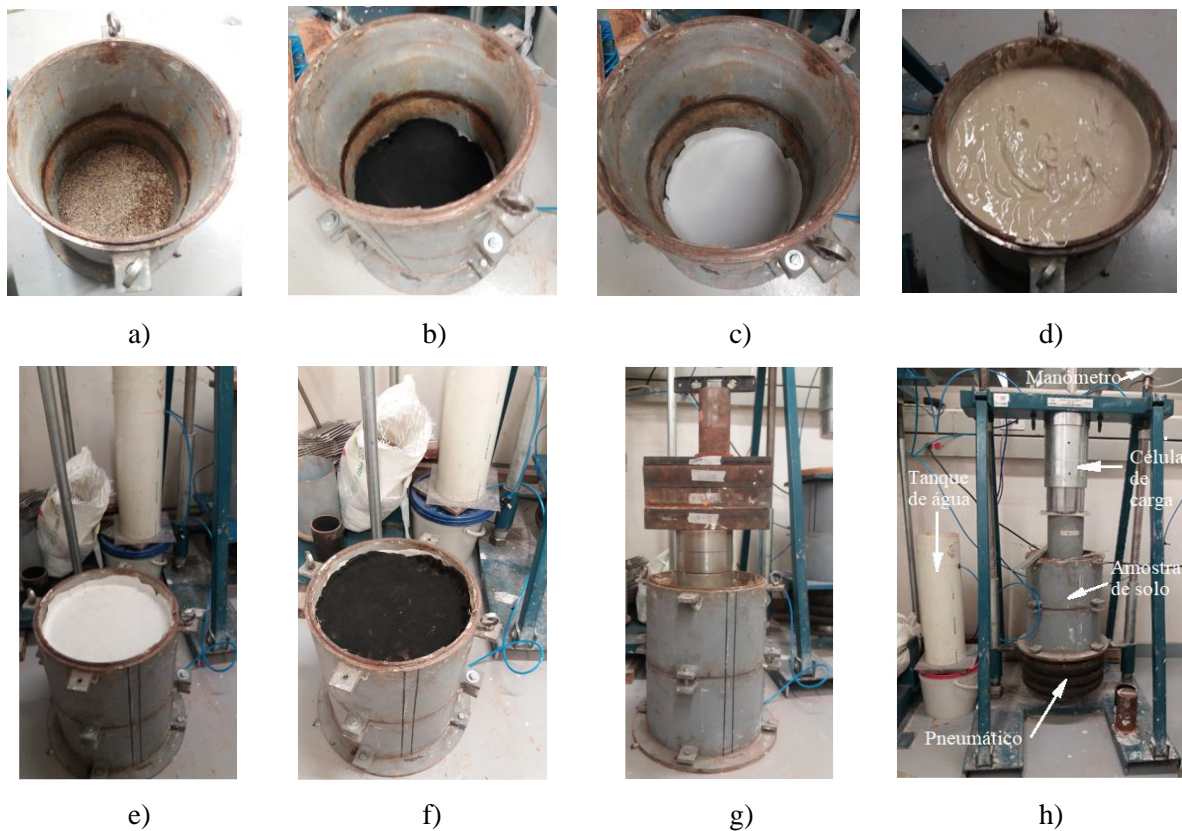


Figura 4.12. Procedimento da obtenção do perfil de solo: a) colocação da camada de areia; b) colocação do geotêxtil; c) colocação do papel de filtro; d) vertimento da lama; e) colocação do papel filtro; f) colocação do geotêxtil; g) adensamento mediante colocação de cargas; h) adensamento no consolidômetro pneumático.

No fundo de um molde cilíndrico de 30 cm de diâmetro, foi colocada uma camada de areia grossa de 5,0 cm de espessura (Figura 4.12a). Acima da areia, foi disposto um geotêxtil (Figura 4.12b) e, acima do geotêxtil, um papel de filtro (Figura 4.12c). Posteriormente, a lama foi vertida suavemente até alcançar uma espessura de 40 cm (Figura 4.12d). Para finalizar, foi



colocado um papel filtro no topo da lama (Figura 4.12e) e, acima do papel filtro, um geotêxtil (Figura 4.12f).

As etapas iniciais do carregamento no ensaio de adensamento (1,33 kPa; 2,85 kPa; 6,25 kPa e 12,5 kPa) foram obtidas mediante a colocação de pesos (Figura 4.12g). Já nas últimas etapas (25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa), o carregamento foi gerado por um compactador pneumático (Figura 4.12h). Durante as etapas de adensamento, o nível de água foi mantido na superfície, utilizando um tanque de alimentação, de modo a garantir que o solo permanecesse completamente submerso. O processo de adensamento foi controlado pelo método de Taylor (Apêndice G), procurando atingir pelo menos 90% do adensamento total. Para isso, as leituras dos deslocamentos foram registradas durante o processo.

#### 4.6. Propriedades de resistência ao cisalhamento

Uma vez adensada a camada de solo mole até 200 kPa, foram extraídas amostras indeformadas com tubo Shelby (Figura 4.13a) para a realização de ensaios de permeabilidade, adensamento e triaxial tipo CU com medição da poropressão. Para conservar as amostras até o momento dos ensaios, as mesmas foram protegidas com parafina e armazenadas de modo a não perder umidade (Figura 4.13b).

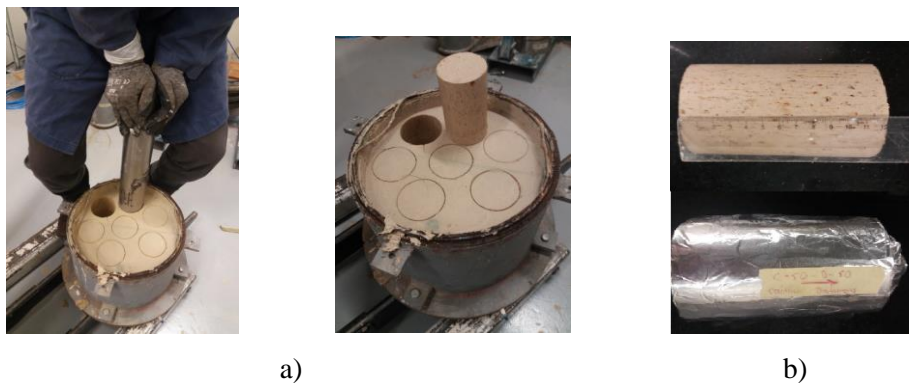


Figura 4.13. Amostragem e armazenamento das amostras: a) amostras retiradas com tubo Shelby; b) amostras protegidas com parafina e armazenadas de modo a não perder umidade.

O ensaio triaxial tipo CU foi realizado na mistura 50K-50TD seguindo os procedimentos das normas ASTM D4767-4 (2004) e JGS 0523 (2000). O corpo de prova foi moldado e sua configuração final é apresentada na Figura 4.14a. Na Figura 4.15, é apresentada a compilação dos resultados em gráficos. Alarcón *et al.* (2021) realizou ensaios triaxiais CD em três amostras da mistura 100K descrita anteriormente, adensadas até 191 kPa. A tensão de confinamento no ensaio foi de 200, 300 e 500 kPa. A Tabela 4.3 apresenta um resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais.

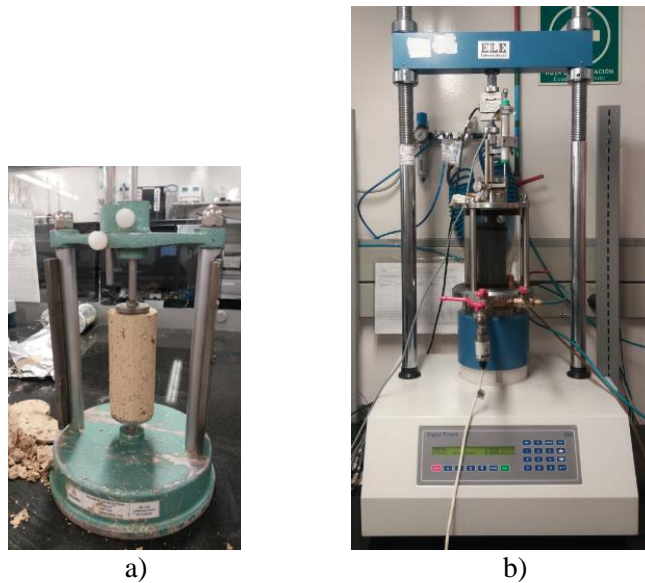


Figura 4.14. Ensaio triaxial tipo CU: a) configuração final do corpo de prova; b) ensaio.

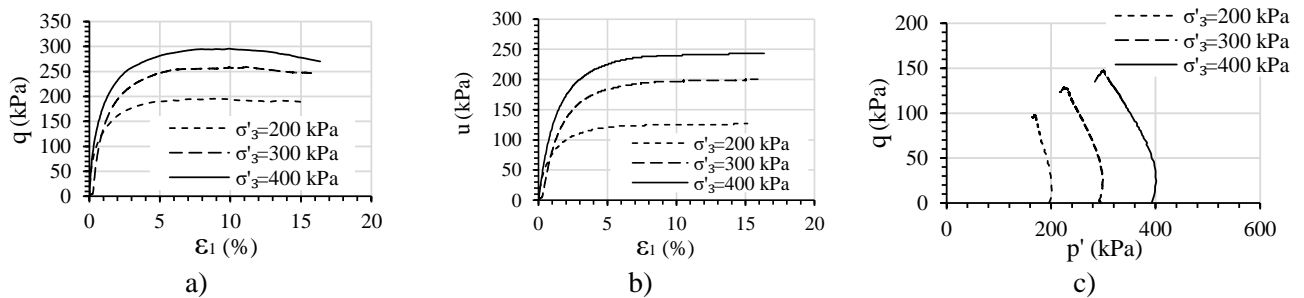


Figura 4.15. Resultados do ensaio triaxial tipo CU. a) Tensão desviadora vs deformação axial; b) Poropressão vs deformação axial; c) Diagrama  $p'$  vs  $q$ .

Foi realizado um ensaio de permeabilidade em um permeômetro de carga constante (Figura 4.16b), seguindo as recomendações da norma NBR 13292 (ABNT, 1995). A amostra foi cuidadosamente colocada no cilindro de ensaio com a ajuda de uma faca, de forma a não permitir o amolgamento nas laterais da amostra, nem vazios entre a amostra e o cilindro (Figura 4.16a).

Na Tabela B.6 do Apêndice B, são apresentadas as leituras obtidas durante o ensaio. Como resultado obteve-se uma permeabilidade de  $3,02 \times 10^{-5}$  cm/s, calculada mediante a seguinte equação:

$$k = \frac{V_w L}{HA \Delta t} \quad (cm/s) \quad (4.3)$$

onde:  $k$  é a permeabilidade em cm/s,  $L$  é a altura da amostra em cm,  $V_w$  é o volume de água que flui no tempo ( $cm^3$ ),  $A$  é a área da amostra calculada a partir do diâmetro do cilindro,  $\Delta t$  é a

diferença de tempo (s) e  $H$  é a distância entre o nível constante de água no tanque (funil) e a saída inferior do cilindro (cm).

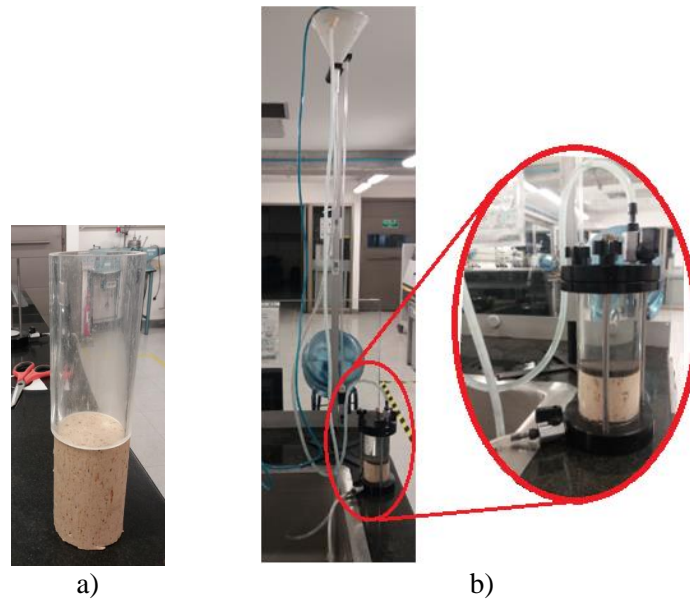


Figura 4.16. Ensaio de permeabilidade no solo mole. a) Preparação do ensaio; b) Ensaio.

O ensaio de adensamento unidimensional foi realizado de acordo com a norma NBR 12007 (ABNT, 2015). Na Figura 4.17, tem-se a curva de adensamento. Pode-se observar uma tensão de pré-adensamento de 200 kPa, que foi a tensão final da etapa de adensamento do solo mole durante a confecção do perfil de tensões efetivas.

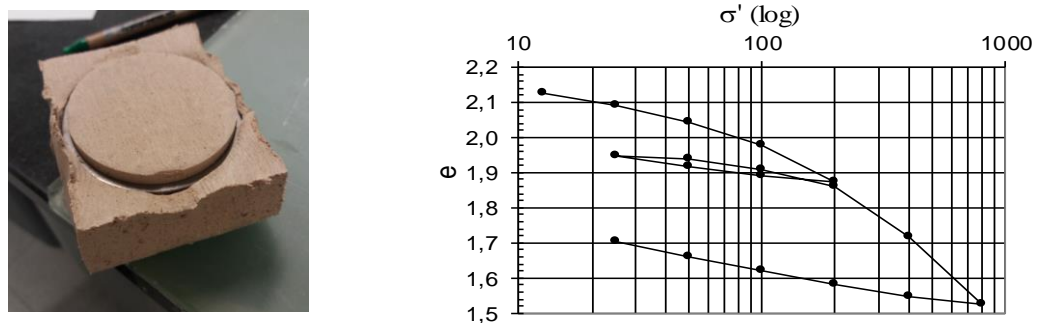


Figura 4.17. Ensaio de adensamento. a) Moldagem do corpo de prova; b) Curva de compressibilidade para o ensaio de adensamento na amostra adensada até 200 kPa.

Na Tabela 4.3, é apresentado um resumo das propriedades da mistura de 50% caulim - 50% TD adensada a 200 kPa.

Tabela 4.3. Propriedades da mistura caulim 50% - TD 50% adensada a 200 kPa.

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$C_c$	$C_s$	$c_v$ (m <sup>2</sup> /ano)	$M$	$\phi'$ (°)
13,9	2,70	0,707	0,110	28,16	1,33	33,0

#### **4.7. Obtenção dos parâmetros para a modelagem numérica**

Os parâmetros do solo diatomáceo reconstituído foram obtidos, validados e ajustados para o modelo HS em conformidade com a metodologia proposta por Rebolledo *et al.* (2019) e Surarak *et al.* (2012), conforme descrito a seguir.

Devido às interferências da pandemia de COVID-19 na realização desta pesquisa, não foi possível realizar a modelagem numérica dos modelos físicos. Todavia, considerou-se apropriado manter os resultados obtidos neste item para que sejam aproveitados em pesquisas futuras que visem dar continuidade a este trabalho. A metodologia e os resultados obtidos foram publicados em Pérez-Leon, *et al.* (2022).

##### **4.7.1. Modelo *Hardening-Soil* (HS)**

Os modelos constitutivos dos solos têm avançado significativamente a partir de modelos básicos que idealizam o solo como um meio linear elástico ou elástico linear perfeitamente plástico. De acordo com Kim e Eisenstein (2006), para obter uma boa estimativa dos esforços e deformações no suporte de túneis por meio da modelagem numérica, deve-se considerar o comportamento elasto-plástico do solo (Zhao *et al.*, 2017). Este modelo, especialmente durante escavações, resulta em valores de deformações do solo equivalentes àquelas medidas em campo, mais adequados que os obtidos a partir do modelo clássico (linear-elástico e perfeitamente plástico), que utiliza o critério de falha de Mohr-Coulomb (Hejazi *et al.*, 2008; Janin *et al.*, 2015). Neste estudo, foi utilizado o modelo constitutivo elasto-plástico *Hardening Soil* (HS) para reproduzir de forma mais realista o comportamento do solo. O modelo (HS) está implementado no software PLAXIS e é baseado na teoria da plasticidade. Suas principais características são:

- 1) as deformações totais são calculadas a partir de uma rigidez obtida em função do nível de tensões,
- 2) é definida uma rigidez tanto para as condições de carga quanto para as de descarga/recarga,
- 3) permite modelar deformações irreversíveis, devidas a cargas desviadoras primárias (endurecimento por cisalhamento),
- 4) permite modelar deformações plásticas irreversíveis devido a compressões primárias em carga oedométrica e isotrópica (endurecimento por compressão),

- 5) é assumida uma regra de fluxo não-associado para o endurecimento por cisalhamento e associado para o endurecimento por compressão,
- 6) o critério de ruptura é o de Mohr-Coulomb.

No modelo HS, a relação tensão-deformação ( $q-\varepsilon_1$ ) para um ensaio triaxial drenado, em virtude do carregamento primário, é hiperbólica (Kondner, 1963; Duncan e Chang, 1970), conforme apresentado na Figura 4.18.

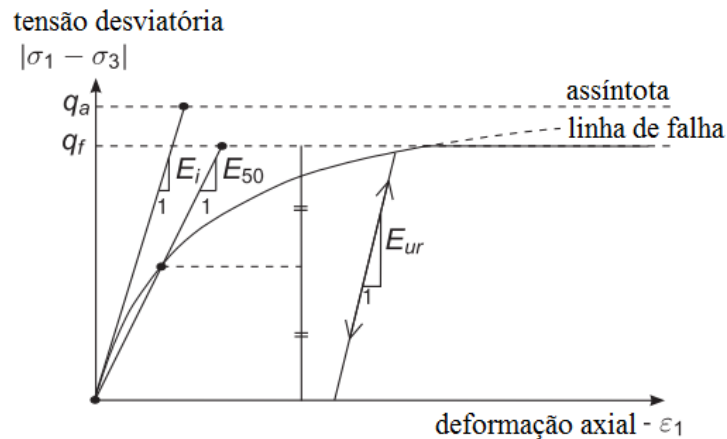


Figura 4.18. Relação hiperbólica de tensão-deformação para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado (Brinkgreve, Engin and Swolfs, 2015).

Tem-se então:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, \text{ para } q < q_f \quad (4.4)$$

onde  $q_a$  é o valor da assíntota da resistência ao cisalhamento e,  $E_i$ , a rigidez inicial.

O parâmetro  $E_i$  se relaciona ao parâmetro  $E_{50}$  (módulo de Young correspondente a uma tensão confinante) por meio da seguinte equação:

$$E_i = \frac{2 * E_{50}}{2 - R_f} \quad (4.5)$$

O parâmetro  $E_{50}$  pode ser obtido a partir da expressão abaixo:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} * \left( \frac{c * \cot \varphi - \sigma_3 * \sin \varphi}{c * \cot \varphi + p^{ref} * \sin \varphi} \right)^m \quad (4.6)$$

onde  $E_{50}^{ref}$  é o módulo de Young correspondente a uma tensão confinante de referência  $p^{ref}$ .

No programa Plaxis, o valor de  $p^{ref}$  utilizado foi de 100 kPa. O parâmetro  $m$  define a quantidade de dependência das tensões. Brinkgreve & Veermer (1998) sugerem o valor de  $m = 1$  para solos moles (argilas) e  $m = 0,5$  para areias e siltes.

A máxima tensão desviatória ( $q_f$ ) e o valor da assíntota da resistência ao cisalhamento ( $q_a$ ) são definidas por meio das seguintes equações:

$$q_f = (c * \cot \varphi - \sigma_3) * \frac{2 * \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.7)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.8)$$

O valor de  $q_f$  é derivada do critério de falha de Mohr Coulomb, o qual envolve os parâmetros de resistência  $c$  e  $\varphi$ . Quando  $q = q_f$ , o critério de falha é satisfeito e uma plastificação perfeitamente plástica ocorre como descrito no modelo. A razão entre  $q_f$  e  $q_a$  é dada pela razão falha ou coeficiente de ruptura  $R_f$ , devendo ser menor ou igual a 1.

Para as trajetórias de tensões de descarregamento e recarregamento, o módulo de rigidez é dado em função do nível de tensão, conforme definido da seguinte forma:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} * \left( \frac{c * \cos \varphi - \sigma_3 * \sin \varphi}{c * \cos \varphi + p^{ref} * \sin \varphi} \right)^m \quad (4.9)$$

onde  $E_{ur}^{ref}$  é o módulo de rigidez de referência para condições de descarregamento e recarregamento ( $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$  por default no software).

Ao contrário dos modelos baseados na teoria elástica, no modelo Hardening Soil, não existe uma relação fixa entre o módulo de rigidez triaxial drenado ( $E_{50}$ ) e o módulo de rigidez edométrico ( $E_{oed}$ ) para compressão unidimensional, podendo os dois serem preenchidos de forma independente. O valor do módulo edométrico ( $E_{oed}$ ) pode ser obtido a partir da curva tensão-deformação em um ensaio de adensamento (Figura 4.19) e a variação do módulo em função do nível de tensões é descrita pela seguinte expressão:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c * \cot \varphi - \sigma_1}{c * \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (4.10)$$

onde  $E_{oed}^{ref}$  é o modulo de rigidez tangente ou edométrico para uma tensão vertical ( $\sigma_1$ ) de referência.

Para definir a região elástica na direção do eixo  $p$  (Figura 4.20), uma segunda função de plastificação do tipo “cap” é introduzida. Sem a função “cap” não é possível formular o modelo com valores de  $E_{50}$  e  $E_{ed}$  independentes. O módulo de Young controla a superfície de plastificação devido ao cisalhamento e, o módulo edométrico, a superfície de plastificação “cap”. A função “cap” é definida por:

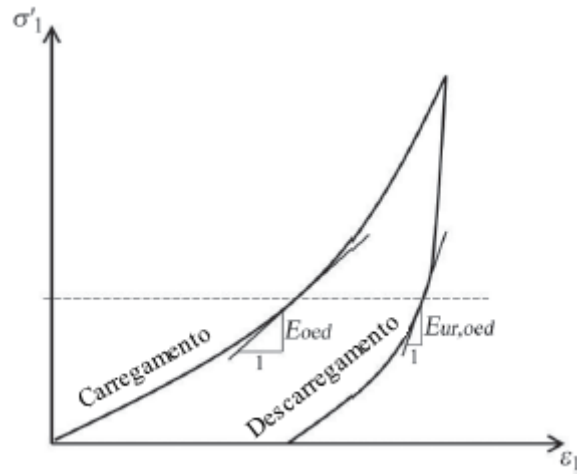


Figura 4.19. Determinação do módulo  $E_{oed}$  e  $E_{ur,oed}$  por meio do resultado do ensaio de adensamento.

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (4.11)$$

onde  $M$  é o parâmetro auxiliar “cap”, indireto do modelo que diz respeito a  $K_0^{nc}$ .

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1) * \sigma'_2 - \alpha * \sigma'_3 \quad (4.12)$$

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad (4.13)$$

$$\alpha = (3 + \sin \varphi)/(3 - \sin \varphi) \quad (4.14)$$

onde,  $\tilde{q}$  é uma medida especial de tensão desviatória

No caso de um ensaio de compressão, com  $-\sigma'_1 > -\sigma'_2 = -\sigma'_3$ , tem-se:  $\tilde{q} = -(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ . E para um ensaio triaxial de extensão tem-se:  $-\sigma'_1 = -\sigma'_2 > -\sigma'_3$  e  $\tilde{q} = -\alpha (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ . O tamanho da superfície “cap” é determinado pela tensão de pré-adensamento  $p_p$ . No plano  $(p', \tilde{q})$ , a superfície “cap” ( $f_c=0$ ) é parte de uma elipse com centro na origem, como apresentado na Figura 4.20a. A Figura 4.20b retrata a superfície de plastificação para o espaço de tensões principais em solos não coesivos. Ambas as figuras apresentam a forma hexagonal clássica do critério de ruptura de Mohr Coulomb.

A relação entre a tensão de pré-adensamento e as deformações volumétricas na superfície “cap” é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_v^p = \frac{\beta}{m + 1} \left( \frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{m+1} \quad (4.15)$$

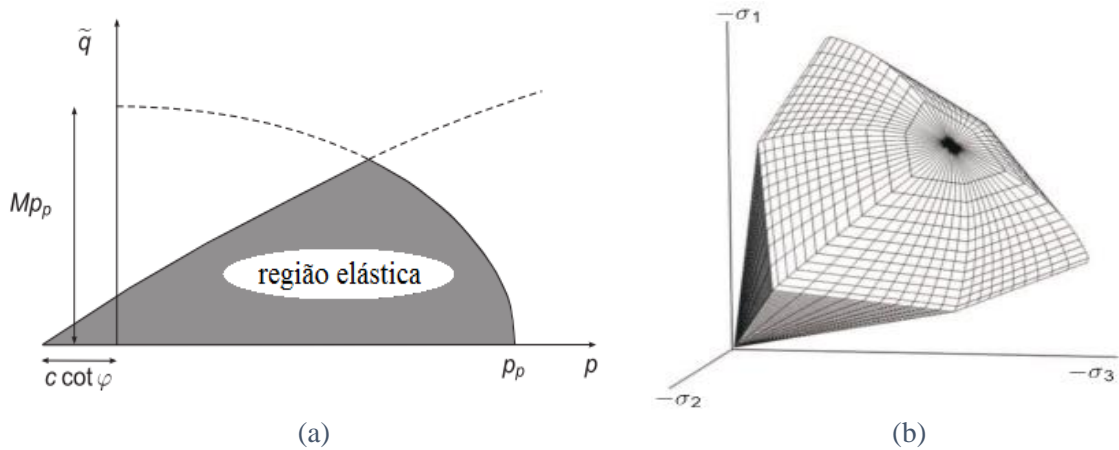


Figura 4.20. Superfície de plastificação do modelo Hardening Soil: a) no plano p-q; b) no espaço de tensões principais para solos não coesivos. (Brinkgreve, Engin and Swolfs, 2015)

#### 4.7.2. Informações obtidas a partir do ensaio de adensamento

As informações apresentadas na sequência foram obtidas a partir do ensaio de adensamento unidimensional. A Tabela 4.4 mostra os valores calculados do módulo edométrico de referência ( $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur,oed}^{ref}$ ) e o parâmetro que define o nível de dependência entre as deformações e o estado de tensão ( $m$ ). Conforme sugerido por Surarak *et al.* (2012), para solos de Bangkok, os parâmetros  $m$  e módulos  $E_{oed}^{ref}$  e  $E_{ur,oed}^{ref}$  foram obtidos da seguinte forma:

1. Os módulos de rigidez tangente  $E_{ur,oed}$  e  $E_{oed}$ , para vários valores de tensão vertical  $\sigma'_1$ , foram determinados conforme indicado na Figura 4.19;
2. Conforme mostrado na Figura 4.21, os módulos normalizados,  $E_{oed}/p^{ref}$  e  $E_{ur,oed}/p^{ref}$ , foram plotados em função da tensão normalizada  $\sigma'_1/p^{ref}$  em um gráfico logarítmico duplo, considerando o valor de  $p^{ref}$  igual a 100 kPa (qualquer valor pode ser utilizado como referência, mas os autores optaram por utilizar o valor proposto pelo manual do software);
3. Por fim, os valores dos módulos  $E_{oed}^{ref}$  e  $E_{ur,oed}^{ref}$  foram encontrados para  $\sigma'_1/p^{ref}$  (módulos de rigidez para o valor de tensão isotrópica de referência). Como o expoente  $m$  representa a quantidade de dependência de tensão, para simular o comportamento de compressão logarítmica do solo, os valores de  $m$  foram obtidos a partir das inclinações das linhas de tendência logarítmica dupla dos gráficos da Figura 4.21.

Como mostrado na Tabela 4.4, os valores dos módulos  $E_{oed}^{ref}$  e  $E_{ur,oed}^{ref}$  são 2,66 MPa e 44,37 MPa, respectivamente. A razão entre módulos ( $E_{ur,oed}^{ref}/E_{oed}^{ref}$ ) é de 16,68, próximo aos



valores obtidos por Rebolledo *et al.* (2019) para os solos superficiais (argilo-arenoso poroso) de Brasília,  $E_{ur,oed}^{ref}/E_{oed}^{ref} = 15.82$ .

O valor obtido para o expoente  $m$  para carregamento primário, é de aproximadamente 0,44, próximo aos valores obtidos por Janbu (1963) para areias e siltes noruegueses ( $m = 0,5$ ). Este não é o caso do valor médio do expoente  $m$  para condições de descarga, onde o valor obtido é de aproximadamente 1,33, mais próximo do comportamento de uma argila normalmente adensada ( $m = 1$ ). Os resultados relatados por Surarak *et al.* (2012), para argilas rígidas Bangkok, mostram valores de  $m$  entre 0,5 e 0,7 e entre 1,0 e 1,2, para carga primária e para condições de descarga, respectivamente. Adicionalmente, estudos desenvolvidos por Kempfert e Gebreselassie (2006), em três solos moles lacustres, demonstraram que o expoente  $m$  pode ser maior para condições de descarga do que para carregamento primário.

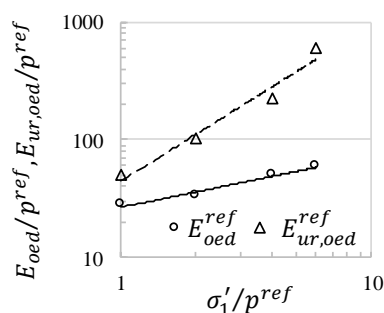


Figura 4.21. Módulo edométrico normalizados vs. tensão de adensamento normalizada calculada a partir do ensaio de adensamento unidimensional.

Tabela 4.4. Parâmetros de compressibilidade calculados a partir do ensaio de adensamento unidimensional.

$E_{oed}^{ref}$ MPa	$m$	$E_{ur,oed}^{ref}$ MPa	$m$	$E_{ur,oed}^{ref}/E_{oed}^{ref}$
2,66	0,44	44,37	1,33	16,68

#### 4.7.3. Informações obtidas a partir de ensaios triaxiais

A partir dos resultados do ensaio triaxial CU, foram calculados os parâmetros de resistência ao cisalhamento ( $c'$  e  $\phi'$ ), o módulo de referência ( $E_{50}^{ref}$ ) e o parâmetro  $m$ . A Tabela 4.5 resume os valores obtidos. O parâmetro  $m$  e o módulo  $E_{50}^{ref}$  foram obtidos da seguinte forma:

- 1) O módulo de rigidez secante  $E_{50}$ , para cada tensão triaxial desviadora ( $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ), em função da curva de deformação axial ( $\varepsilon_1$ ) de cada tensão confinante ( $\sigma'_3$ ), foi determinada;

- 2) Conforme mostrado na Figura 4.22, o módulo normalizado  $E_{50}/p^{ref}$  foi plotado em função da tensão confinante normalizada  $\sigma'_3/p^{ref}$ , em um gráfico logarítmico duplo e considerando um valor de  $p^{ref}$  igual a 100 kPa;
- 3) Finalmente, foram encontrados os valores do módulo  $E_{50}^{ref}$  para  $\sigma'_3/p^{ref}$  (módulo de rigidez para o valor de tensão isotrópica de referência). Como o expoente  $m$  representa a quantidade de dependência de tensão, para simular o comportamento logarítmico do solo, os valores  $m$  foram obtidos a partir das inclinações das linhas de tendência logarítmica dupla dos gráficos da Figura 4.22.

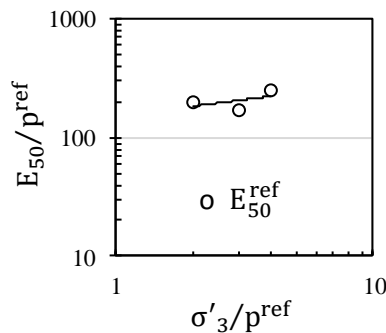


Figura 4.22. Variação do módulo  $E_{50}$  normalizado com a tensão confinante normalizada.

A Tabela 4.5 mostra que o módulo  $E_{50}^{ref}$  é de aproximadamente 15,24 MPa. Além disso, a razão obtida  $E_{50}^{ref}/E_{oed}^{ref}$  é de aproximadamente 5,73, longe do valor padrão de 1,25 proposto pelo software. A razão média obtida  $E_{ur,oed}^{ref}/E_{50}^{ref}$  é de aproximadamente 2,91, próximo ao valor padrão de 3,00 proposto pelo software. Além disso, o ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) da série CU foi de 28,1°; enquanto o valor de coesão ( $c'$ ) foi de 11,4 kPa.

Tabela 4.5. Parâmetros de rigidez e resistência obtidos a partir de ensaios triaxiais CU.

$c'$ kPa	$\phi'$ °	$E_{50}^{ref}$ MPa	$m$	$E_{50}^{ref}/E_{oed}^{ref}$	$E_{ur,oed}^{ref}/E_{50}^{ref}$
20	28	15,24	0,27	5,73	2,91

#### 4.7.4. Calibração dos parâmetros obtidos para o modelo HS

Para obter a melhor representação das curvas tensão-deformação e das trajetórias de tensão, uma vez que os parâmetros de compressibilidade e resistência foram avaliados a partir dos ensaios de laboratório. Considerou-se importante simular os referidos ensaios utilizando o modelo constitutivo HS para verificar se era necessário ajustar os parâmetros. Principalmente, duas técnicas podem ser utilizadas nesta simulação para calibrar os parâmetros inicialmente obtidos: uma é a simulação explícita do ensaio pelo software de elementos finitos e a outra é

utilizando o módulo *SoilTest do software* Plaxis (Brinkgreve *et al.*, 2014). Para mostrar o uso de ambas as técnicas, neste trabalho, a modelagem do ensaio triaxial foi realizada considerando a modelagem numérica explícita no Plaxis versão 21 e o ensaio de adensamento unidimensional utilizando o módulo *SoilTest*.

A modelagem numérica dos ensaios triaxiais foi realizada considerando a geometria axissimétrica do problema. A Figura 4.23 mostra a malha de elementos finitos desenvolvida e as condições de contorno consideradas.

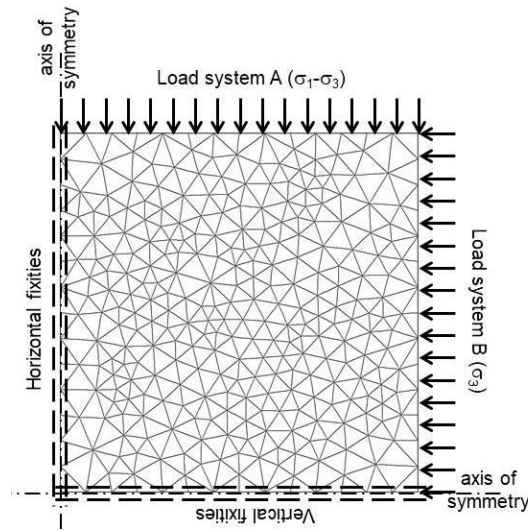


Figura 4.23. Malha de elementos finitos utilizada para simulação do ensaio triaxial.

Os parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios de adensamento (Tabela 4.4), bem como os parâmetros de rigidez e resistência obtidos nos ensaios triaxiais (Tabela 4.5), foram utilizados na calibração do modelo HS para o solo mole. Visando obter a melhor representação das curvas tensão-deformação e dos caminhos de tensão dos ensaios de laboratório, foram adotados os seguintes critérios de ajuste de parâmetros durante o processo de calibração:

- a) os parâmetros  $c'$ ,  $\phi'$  e o módulo  $E_{oed}^{ref}$  obtidos dos ensaios de laboratório (Tabelas 4.4 e 4.5) foram utilizados como valores iniciais e foram mantidos, tanto quanto possível, sem grandes alterações;
- b) o módulo  $E_{ur}^{ref}$  foi definido como sendo igual a  $E_{ur,oed}^{ref}$  (Tabela 4.4) inicialmente e foi considerado um dos principais parâmetros de ajuste;
- c) o módulo  $E_{50}^{ref}$ , obtido a partir dos ensaios de laboratório (Tabela 4.5), foi definido como valor inicial e foi considerado um dos principais parâmetros;

- d) foi considerado um valor inicial de  $m = 0,5$  e mantido, tanto quanto possível, sem grandes alterações;
- e) foi considerado um valor inicial de  $R_f = 0.9$  (configuração padrão) e foi mantido, tanto quanto possível, sem grandes alterações; e
- f) as configurações padrão para os parâmetros  $\psi$ ,  $\nu_{ur}$  e  $K_0^{nc}$  foram considerados sem alterações.

A Tabela 4.6 mostra os parâmetros que melhor se ajustam à tensão desviatória em função da deformação axial, poropressão em função da deformação axial, caminho de tensão ( $p$  vs.  $q$ ) e curva de compressibilidade unidimensional (deformação axial em função da tensão vertical). A Figura 4.24 mostra as curvas de ajuste dos ensaios triaxiais e de adensamento. Em geral, observa-se boa concordância entre os resultados de laboratório e o modelo HS. A razão  $E_{50}^{ref}/E_{oed}^{ref}$  obtida é de aproximadamente 1,75, próximo ao valor padrão de 1,25, proposto pelo software. Ademais, a relação  $E_{ur, oed}^{ref}/E_{50}^{ref}$  obtida é de aproximadamente 4,28, próximo ao valor padrão de 3, proposto pelo software. O valor de  $K_0^{nc}$  (pressão lateral de terra em repouso para adensamento normal) foi baseado no critério de Jacky (1944).

Tabela 4.6. Parâmetros obtidos para o modelo HS que melhor se ajustam aos ensaios de laboratório.

$c'$ kPa	$\phi'$ °	$\psi$ °	$E_{50}^{ref}$ MPa	$E_{oed}^{ref}$ MPa	$E_{ur}^{ref}$ MPa	$m$	$\nu_{ur}$	$K_0^{nc}$	$R_f$
20	28	0	4,2	2,4	18,0	0,5	0,2	0,53	0,9

A Figura 4.25 permite comparar os ângulos de atrito efetivos ( $\phi'$ ) obtidos para as misturas 50K-50TD e 100K aos resultados relatados na literatura para diatomáceas naturais (solos marinhos japoneses) e não-diatomáceas (Sudeste Asiático, Leste do Canadá, Escandinávia e outros), publicados por Shiwakoti *et al.* (2002). Ademais, são comparados aos resultados referente ao solo diatomáceo lacustre de Bogotá, publicado por Caicedo *et al.* (2018). Caicedo *et al.* (2018) realizaram 101 ensaios de compressão triaxial, cobrindo uma ampla faixa de limites de liquidez, e obtiveram uma relação linear entre os ângulos de atrito e o índice de plasticidade. É importante notar que o ângulo de atrito aumenta à medida que o índice de plasticidade cresce, para solos diatomáceos de Bogotá, o que se apresenta como contraditório em relação à maioria dos resultados encontrados na literatura clássica. Estes sugerem um menor ângulo de atrito para solos com altos níveis de plasticidade, conforme relatado por Kenney (1959) e Bjerrum e Simons (1960), entre outros. Um comportamento semelhante foi relatado para solos de diatomáceas da Cidade do México (Caicedo *et al.*, 2018) e Japão (Shiwakoti *et*

al., 2002), que têm um ângulo de atrito efetivo relativamente grande, apesar de terem um índice de plasticidade grande. Pode-se observar que a mistura 50K-50TD corresponde à relação linear apresentada pelos solos de diatomáceas de Bogotá, enquadrando-se nas faixas de índice de plasticidade e ângulos de atrito efetivos para solos de diatomáceas japonesas. Por outro lado, são ligeiramente superiores às relações propostas por Kenney (1959) e Bjerrum e Simons (1960) para solos convencionais. Os valores obtidos para a mistura de 100K se adequam melhor à relação proposta por Kenny (1959) e Bjerrum e Simons (1960), embora também se enquadrem nas faixas de índice de plasticidade e ângulos de atrito efetivos para solos de diatomáceas.

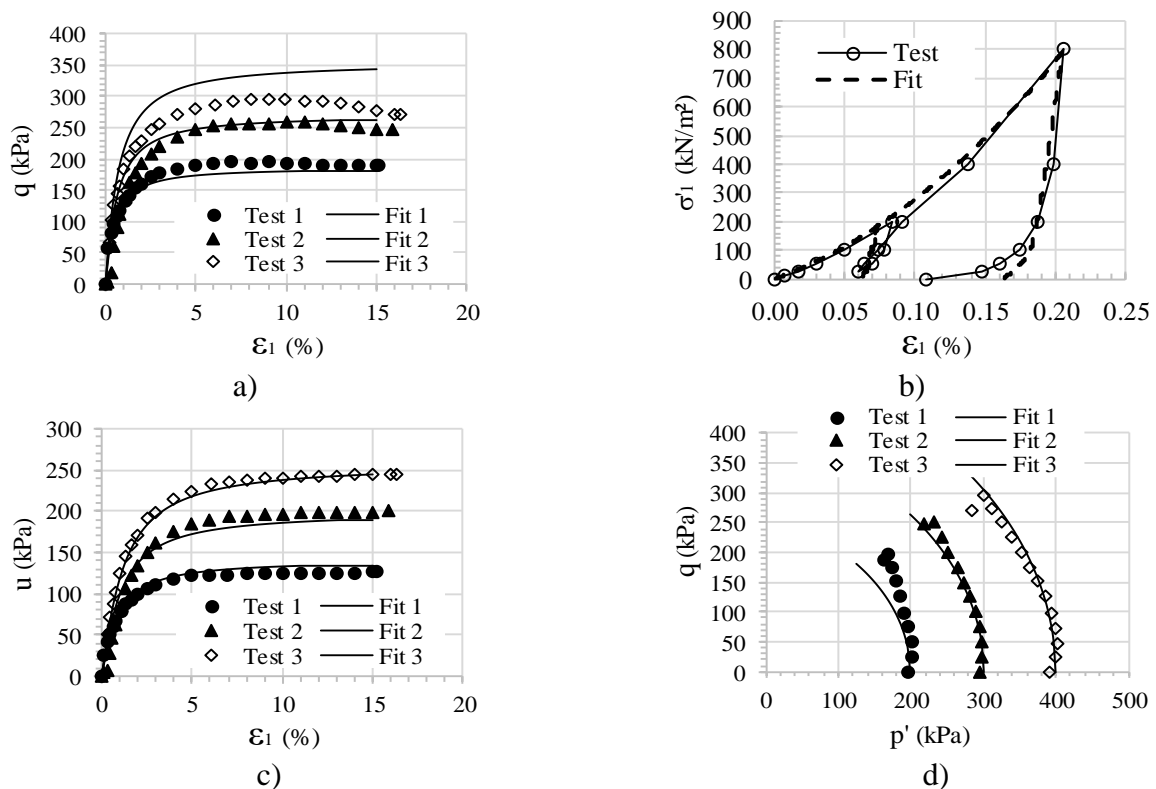


Figura 4.24. Resultados de laboratório e curvas de ajuste obtidas com o modelo HS para o ensaio triaxial CU e o ensaio de adensamento: a) deformação axial vs. tensão desviadora ( $\epsilon_1$  vs.  $q$ ); b) curva de compressibilidade ( $\epsilon_1$  vs.  $\sigma'_1$ ); c) deformação axial vs. poropressão ( $\epsilon_1$  vs.  $u$ ); d) trajetória de tensões ( $p'$  vs.  $q$ ).

A inclusão de 50% de solo de diatomáceas na argila caulim provocou um aumento no valor de  $\phi'$  (de  $25^\circ$  para  $28^\circ$ ) da mistura 50K-50TD. Esse comportamento também foi observado em outros trabalhos (Shiwakoti *et al.*, 2002; Díaz-Rodríguez, 2011; Díaz-Rodríguez e González-Rodríguez, 2013; Wiemer e Kopf, 2017; Caicedo *et al.*, 2019) e foi interpretado como resultado do intertravamento de partículas e rugosidade da superfície de esqueletos de diatomáceas.

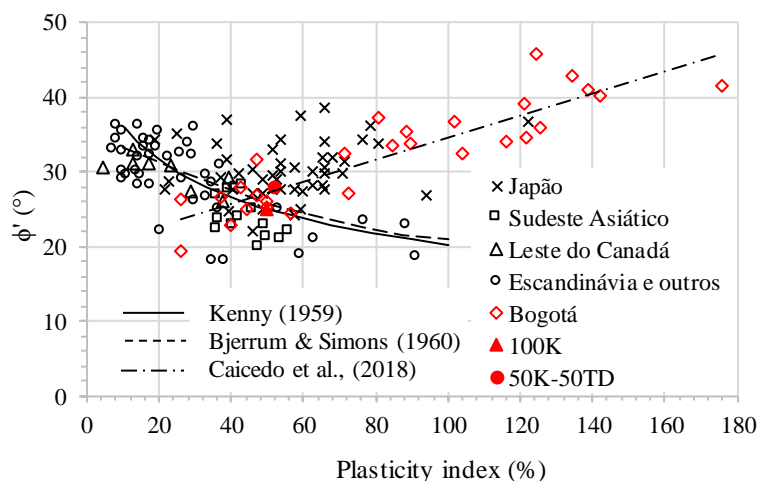


Figura 4.25. Relação entre o ângulo de atrito e o índice de plasticidade para ambos os solos reconstituídos (100K e 50K-50TD) e vários solos diatomáceos e não diatomáceos (modificado de Shiwakoti et al. 2002).

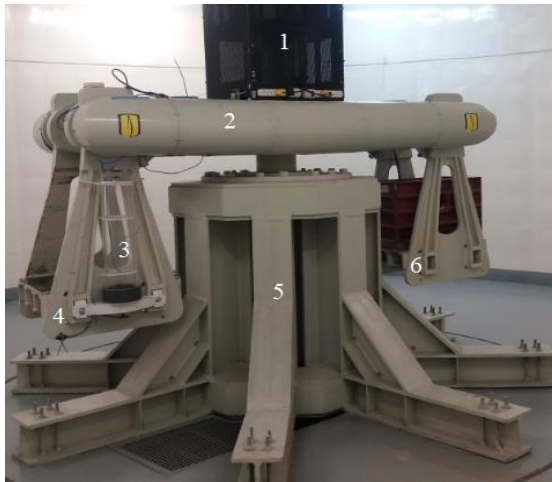
A coesão efetiva ( $c'$ ) permaneceu praticamente a mesma com o aumento de 50% do solo de diatomáceas. O efeito do conteúdo de diatomáceas no parâmetro  $c'$  precisa ser investigado com mais detalhes, pois alguns pesquisadores (Shiwakoti *et al.*, 2002; Tanaka, 2000; Díaz-Rodríguez, 2011) deduziram o ângulo de atrito interno a partir de experimentos de cisalhamento simples, assumindo coesão zero.

## 5. MODELAGEM EM CENTRÍFUGA

Nesse capítulo, são apresentadas as principais características e propriedades dos materiais utilizados na pesquisa, bem como a descrição dos equipamentos, da instrumentação, das configurações e dos procedimentos adotados na realização dos ensaios.

### 5.1. Características da centrífuga

Os modelos físicos foram desenvolvidos na maior centrífuga geotécnica da *Universidad de los Andes*, na Colômbia, apresentada na Figura 5.1. As características do equipamento são apresentadas na Tabela 5.1.



1. Painel de aquisição de dados
2. Braço
3. Tanque de controle de água
4. Plataforma para caixas de modelagem
5. Motor
6. Plataforma de contrapeso

Figura 5.1. Centrífuga geotécnica utilizada (*Universidad de los Andes*).

Tabela 5.1. Características da centrífuga geotécnica utilizada (*Universidad de los Andes*).

Raio de giro	1,90 m (1,70m)*
Campo máximo	200 g
Peso máximo do modelo	400 kg
Potência nominal	400 HP
Canais para medição	50 aprox.
Dimensões das caixas para modelagem	15 cm x 55 cm x 58 cm

\*Raio efetivo

## 5.2. Dimensões do modelo e casos de análise

### 5.2.1. Dimensões e características da caixa do modelo

A caixa retangular utilizada nos ensaios possui dimensões internas de 15 cm de largura, 55 cm de comprimento e 58 cm de altura (Figura 5.2). Os principais elementos da caixa são de alumínio, com uma parede frontal de acrílico resistente e espessura de 64 mm. A caixa de alumínio dispõe de dez furos posicionados na lateral direita, visando a colocação dos transdutores de poropressão no solo a diferentes profundidades. Ainda na lateral direita da caixa, foi realizado um furo para permitir a drenagem da água durante o ensaio na centrífuga e, assim, induzir um abatimento piezométrico no modelo. Na parte inferior da lateral esquerda, foi incluído um furo para conectar o tanque de água externo ao modelo, visando manter o nível de água.

### 5.2.2. Configuração final dos modelos

Como mencionado anteriormente, pretende-se modelar o comportamento de um túnel construído em solo mole em processo de adensamento mediante ensaios físicos em centrífuga geotécnica. Para tanto, faz-se necessária a modelagem do fenômeno de rebaixamento associado ao bombeamento de água dos estratos profundos e permeáveis, como apresentado na Figura

5.3. No Item 5.7, é descrito o método adotado para modelar este fenômeno na centrífuga geotécnica.



Figura 5.2. Caixa utilizada na centrífuga.

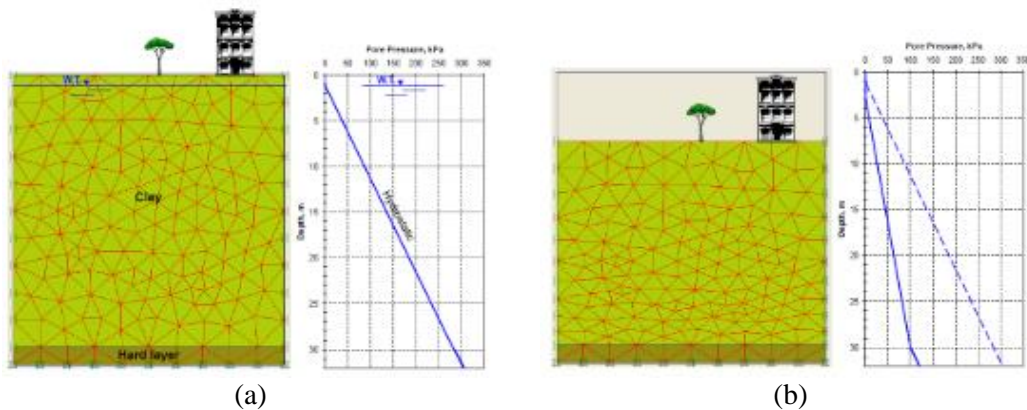


Figura 5.3. Fenômeno de rebaixamento da poropressão com a profundidade (Rodríguez, 2015): a) condição hidrostática; b) condição abatida.

Na Figura 5.4 é apresentado o modelo considerado neste trabalho. A estratigrafia foi dividida em duas camadas: a camada superior constituída por uma areia e a inferior de solo mole, na qual se encontra o túnel. Foi considerado um túnel de 6,0 m de diâmetro externo, com um suporte de concreto de 35 MPa de resistência e 50 cm de espessura. Considerou-se ainda o lençol freático a uma profundidade de 1,6 m.



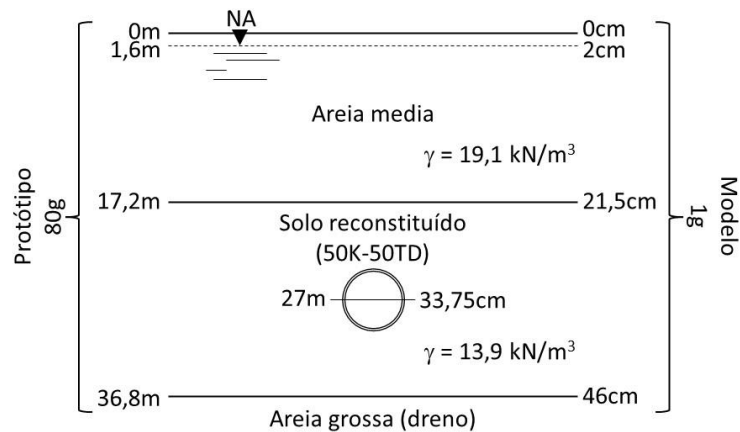


Figura 5.4. Dimensões do modelo.

A partir do protótipo, foi realizado o dimensionamento dos modelos físicos reduzidos, levando em consideração a lei de escala linear para o comprimento, as dimensões da caixa de ensaio e a gravidade máxima permitida na centrífuga (80 g).

Na Figura 5.5, são apresentados os desenhos esquemáticos dos modelos em escala reduzida para duas posições de estratigrafia diferentes: uma considerando o túnel na parte inferior, apoiado em uma camada dura de areia que atua como dreno (Figura 5.5a) e outra considerando o túnel no meio da camada homogênea de solo mole (Figura 5.5b).

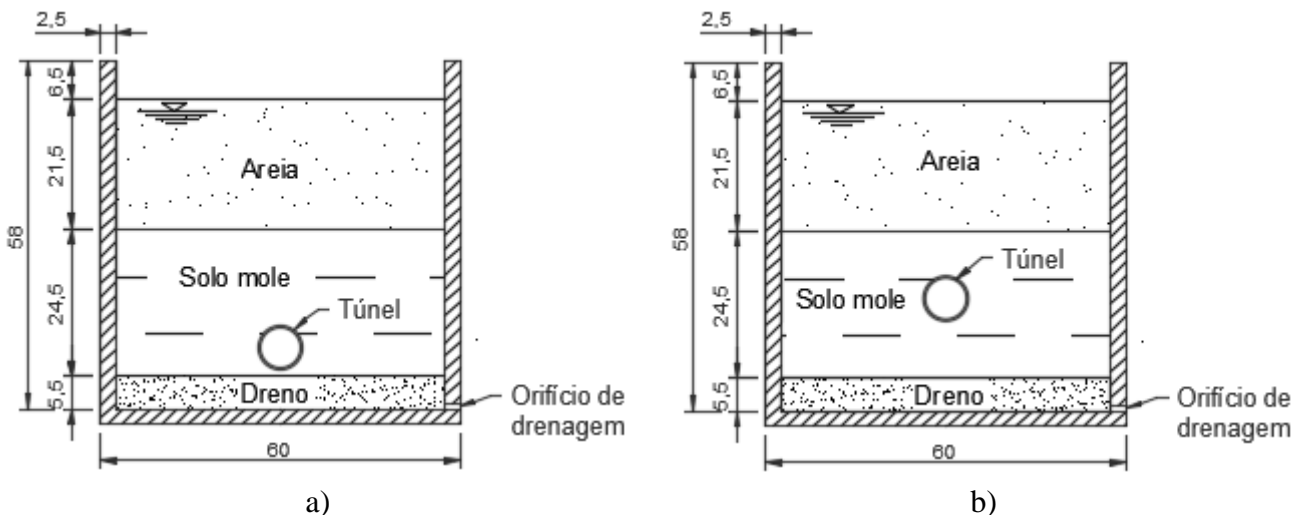


Figura 5.5. Casos analisados (dimensões em cm): a) túnel apoiado em estrato de areia (Modelo N°1); b) túnel em meio argiloso (Modelo N°2).

### 5.3. Propriedades dos materiais

#### 5.3.1. Material granular

Nos modelos, foram utilizados dois tipos de materiais granulares. Na camada de filtro, colocada no fundo dos modelos, foi utilizada areia grossa ( $D_{50} = 3,0$  mm,  $C_u = 1,89$ ,  $C_c = 1,02$ )

com permeabilidade de 0,082 cm/s. Para a camada granular superior, foi utilizada uma areia média muito estudada na Colômbia e conhecida pelos geotécnicos locais como areia do Guamo ( $D_{50} = 0,70$  mm,  $C_u = 2,35$ ,  $C_c = 0,92$ ,  $\gamma_{nat\ max} = 15,3$  kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_{nat\ min} = 14,8$  kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_{sat\ min} = 19,1$  kN/m<sup>3</sup>,  $e_{max} = 0,94$ ,  $e_{min} = 0,56$ ,  $k = 0,0029$  cm/s). Na Figura 5.6, são apresentados os aspectos físicos de ambas as areias e, na Figura 5.7, as curvas granulométricas.



Figura 5.6. Materiais granulares utilizados na pesquisa. a) Areia média utilizada na camada superior; b) Areia grossa utilizada na camada de drenagem.

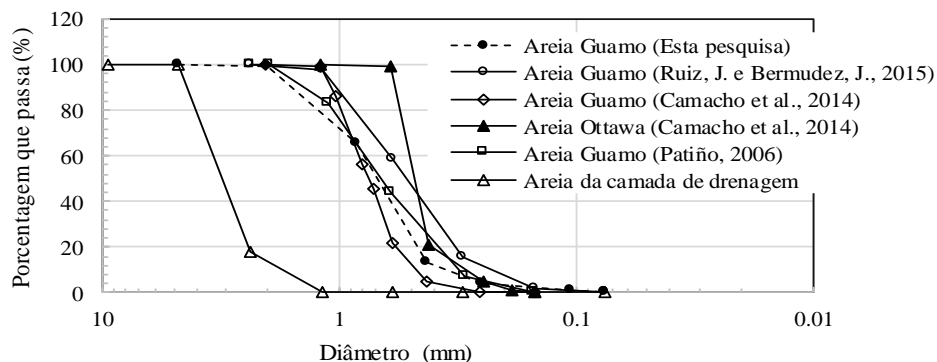


Figura 5.7. Curvas granulométricas da areia média do Guamo e da areia grossa utilizada na camada de drenagem.

### 5.3.2. Suporte do túnel

O diâmetro externo do tubo considerado na modelagem foi obtido por meio da lei de escalonamento linear para o comprimento (Equação 2.5), considerando como parâmetros as dimensões da caixa e a gravidade do ensaio na centrifuga. Dessa forma, obteve-se um diâmetro de 7,5 cm para o modelo (considerando a gravidade do ensaio de 80 g), o que corresponde a um diâmetro de 6,0 m no protótipo.

O material selecionado para o suporte do túnel foi um tubo de alumínio com densidade igual a 27 kN/m<sup>3</sup>, módulo de elasticidade de 70 GPa (Figura A.1 do Apêndice A) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0.33. A espessura do tubo foi dimensionada de modo a representar as propriedades de rigidez à flexão do protótipo em um estado plano de deformação.

Foi considerado um suporte de concreto no protótipo com 35 MPa de resistência e 50 cm de espessura. De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o cálculo do módulo de elasticidade do concreto é realizado conforme a Equação 5.1. Sendo assim, para uma resistência de 35 MPa, tem-se um módulo de 33.13 GPa.

$$E_c = \alpha_E 5.600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (5.1)$$

onde  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto, em MPa;  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto submetido a compressão simples, em MPa; e  $\alpha_E$  é um coeficiente em função do tipo de agregado (tem um valor de 1,0 para granito e gnaisse).

A espessura do suporte do protótipo foi considerada como sendo a soma das espessuras dos suportes primário e secundário. O valor considerado para a espessura do suporte primário (anel de aduelas) foi de 0,35 m, que, quando afetado por um fator de redução da rigidez à flexão ( $\alpha$ ) igual a 0,2 (Rodríguez *et al.*, 2012), obtém-se um valor de espessura equivalente ( $e_f$ ) igual a 0,15m. O valor da espessura do suporte secundário (anel contínuo) foi de 0,35 m. A espessura total, considerando a flexão do suporte primário, foi de 0,5 m.

$$e_f = \sqrt{\frac{12EI\alpha}{EA}} = e\sqrt{\alpha} \quad (5.2)$$

$$e_f = 0,35\sqrt{0,2} \approx 0,15m$$

Fazendo uso da Equação 2.15, utilizada no escalonamento da rigidez à flexão no protótipo e no modelo, no estado de deformação plana, obteve-se uma espessura de 4,86 mm para o modelo, considerando uma gravidade de 80 g.

$$\left[ b \frac{h^3}{12} \right]_{aluminio} = \frac{1}{N^3} \frac{E_{concreto}}{E_{aluminio}} \left[ b \frac{h^3}{12} \right]_{concreto}$$

$$h^3_{aluminio} = \frac{1}{80^3} \frac{33.000}{70.000} [500^3]_{concreto}$$

$$h_{aluminio} = 4,86 \text{ mm}$$

O tubo de alumínio de 7,5 cm de diâmetro externo, 4,85 mm de espessura e 120 mm de comprimento foi ensaiado a compressão diametral em uma prensa hidráulica, submetendo o objeto a condições de carga conhecidas e induzindo momentos de flexão. Para obter os valores de momento fletor e esforço axial na lateral do tubo foram instalados dois *strain gauges*.

Estudos da interação duto-solos como o realizado por Pires (2017) sugerem que pode ser avaliada quanto à rigidez estrutural relativa do sistema (RR). Seguindo a classificação introduzida por Allgood & Takahashi (1972) e posteriormente aperfeiçoada por Gumbel *et al.* (1982), tem-se que a rigidez estrutural relativa do sistema (RR) é dada pela razão entre a rigidez do solo circundante ( $R_s$ ) e a rigidez da seção transversal da estrutura ( $R_c$ ) (Equação 5.3). Esta classificação foi utilizada por Pires (2017) no estudo da proteção de tubulações enterradas com geossintéticos e submetidas a carregamento vertical. A rigidez do solo é obtida em função de seu módulo de elasticidade no estado plano de deformações e seu coeficiente de Poisson, conforme indicado na Equação 5.4. A rigidez do duto foi definida em função do seu módulo de elasticidade no estado plano de deformações e de suas propriedades geométricas (Equação 5.5). A rigidez relativa do tubo, de acordo com a Tabela 2.2, é menor que 10, classificando o sistema como rígido.

$$RR = \frac{R_s}{R_c} \quad (5.3)$$

$$R_s = \frac{E_s}{(1 - \nu)} \quad (5.4)$$

$$R_c = \frac{E_p * I}{D^3} \quad (5.5)$$

onde:

$E_p$  = módulo de elasticidade do material constituinte do duto;

$I$  = momento de inércia da parede do duto ( $I = t^3/12$ ), em que  $t$  é a espessura do duto;

$D$  = diâmetro do duto;

$E_s$  = módulo de deformabilidade do solo circundante;

$\nu_s$  = coeficiente de Poisson do solo circundante.

Tabela 5.2. Classificação dos dutos quando a rigidez relativa (Pires, 2017).

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

#### **5.4. Parâmetros a serem avaliados nos modelos físicos**

Os ensaios físicos em centrífuga foram realizados para avaliar o comportamento de um túnel construído em duas estratigrafias diferentes, quando submetido a processos de adensamento devido ao rebaixamento piezométrico. Os parâmetros monitorados nos modelos para serem avaliados na pesquisa são descritos a seguir:

- ✓ Variação da poropressão na massa de solo a diferentes profundidades e ao longo do tempo;
- ✓ Distribuição dos esforços totais e das poropressões desenvolvidas ao redor do suporte do túnel ao longo do tempo;
- ✓ Convergência vertical no suporte do túnel;
- ✓ Deformações sofridas pelo túnel;
- ✓ Momento fletor e esforços axiais no suporte do túnel ao longo do tempo;
- ✓ Recalques na superfície.

#### **5.5. Instrumentação**

Neste item, é apresentada a disposição dos instrumentos em cada modelo analisado, considerando as variáveis a serem monitoradas e as características de cada instrumento, bem como suas curvas de calibração.

##### **5.5.1. Disposição geral**

A instrumentação foi selecionada em função das variáveis a serem monitoradas durante a realização dos ensaios em cada modelo. Para as medidas dos recalques na superfície do solo, foram utilizados três transdutores diferenciais de variação lineal (LVDT) e, para medir as poropressões na massa de solo durante o rebaixamento, foram instalados cinco piezômetros (PPT). A Figura 5.8 apresenta a disposição geral dos instrumentos nos modelos.

A instrumentação no suporte do túnel consistiu em oito células de tensão total (C), para medir os esforços totais transmitidos pelo solo ao suporte; um LVDT, para medir a convergência vertical do suporte; dezesseis *strain gauges* (SG), para determinar os momentos e esforços axiais; e cinco piezômetros (PPT), para aferir as poropressões. Na Figura 5.9, é apresentado um esquema com os detalhes da inserção da instrumentação no suporte do túnel.

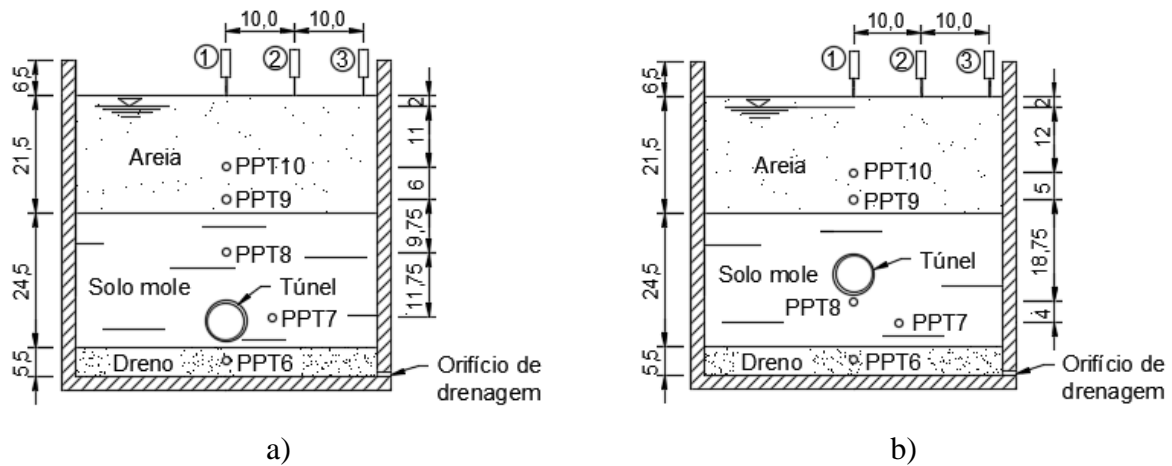


Figura 5.8. Esquema da instrumentação (em cm): a) modelo N°1; b) modelo N°2.

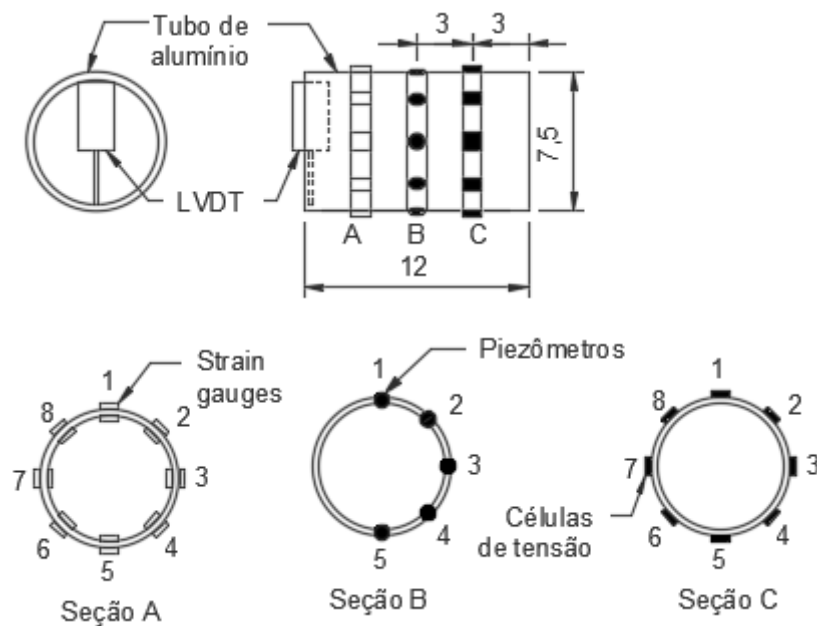


Figura 5.9. Esquema da instrumentação no suporte do túnel.

### 5.5.2. Células de tensão total

Para medir as tensões totais ao redor do suporte do túnel, assim como suas variações durante a etapa de rebaixamento piezométrico, foram inseridas células de tensão total (EPC) do tipo Flexiforce A301. As células têm capacidade de até 0,13 kN, diâmetro de 0,9 cm e erro de  $\pm 3\%$ , sendo a pressão máxima admitida 1.706,36 kPa. O dispositivo é mostrado na Figura 5.10 e a disposição das células de tensão total ao redor do túnel é apresentada na Figura 5.9.



Figura 5.10. Célula de tensão total Flexiforce A301.

De acordo com Madabhushi (2014), nos ensaios realizados em centrífugas, é muito difícil obter uma boa medição da pressão de solo, já que a rigidez da célula de tensão e a rigidez do solo circundante devem coincidir para garantir que o diafragma do dispositivo se deforme na mesma quantidade que o solo. Se o diafragma for muito flexível em relação ao solo, pode acontecer o arqueamento do solo, resultando no registro de leituras falsas. Por outro lado, se o diafragma for muito rígido, o solo pode não deformar o diafragma da célula de pressão e, portanto, pode não registrar a pressão correta do solo. Para garantir uma melhor leitura da tensão total, foram inseridos cilindros de acrílico de 8 mm de diâmetro e 2 mm de espessura acima de cada célula de tensão total (Figura 5.11).

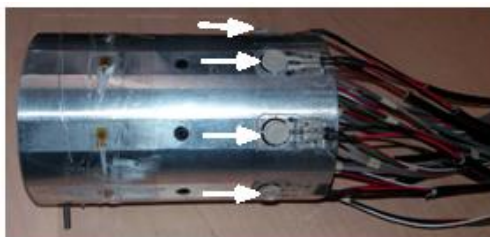


Figura 5.11. Cilindros de acrílico sobre as células de tensão total.

As oito células de tensão total inseridas no suporte do tubo de alumínio foram calibradas mediante a colocação de pesos até alcançar 5,5 kg (Figura E.2 do Apêndice E). Nas Tabelas E.2 a E.9 do Apêndice E, são apresentados os valores de voltagem obtidos para os diferentes pesos aplicados às células e, na Figura E.3 do Apêndice E, são apresentadas as curvas de calibração.

### 5.5.3. Piezômetros

Para medir a variação da poropressão dentro da massa de solo durante a etapa de rebaixamento piezométrico foram instalados cinco piezômetros (PPT), enumerados de 6 a 10, conforme apresentado na Figura 5.8. O piezômetro N° 10 é do tipo Honeywell 26PCDFA6G, com capacidade máxima de leitura de 206,84 kPa. Os piezômetros N° 8 e 9 são do tipo Honeywell 26PCFFA6G e têm capacidade máxima de leitura de 689,47 kPa. Ainda, os

piezômetros N° 6 e 7 são do tipo OMEGADYNE PX600-500GV, com capacidade máxima de 447,38 kPa. Na Figura 5.12, são apresentados os tipos de PPT utilizados. No caso dos piezômetros Honeywell, as dimensões são as mesmas, mudando apenas a capacidade. A tensão utilizada foi de 10 V.



Figura 5.12. Piezômetros em miniatura do tipo: a) Honeywell 26PCDFA6G e 26PCFFA6G; b) OMEGADYNE PX600-500GV.

Para medir a variação da poropressão no suporte do túnel foram instalados cinco piezômetros, conforme apresentado na Figura 5.9. O piezômetro instalado no topo (N°1) foi do tipo PX360 Honeywell 26PCDFA6G, com capacidade máxima de leitura de 206,84 kPa. Os quatro restantes foram do tipo Honeywell 26PCFFA6G, com capacidade máxima de leitura de 689,47 kPa. Na Figura 5.13, têm-se o posicionamento desses instrumentos no suporte.

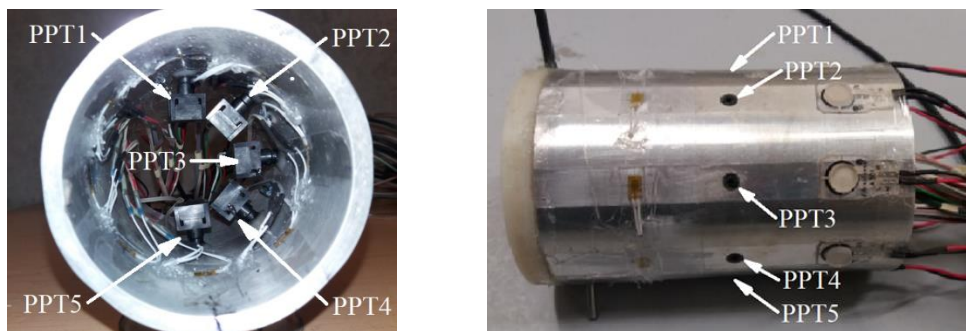


Figura 5.13. Posição dos piezômetros em miniatura dentro do tubo.

Os piezômetros que medem a poropressão dentro da massa de solo foram montados no laboratório de modelos geotécnicos da *Universidad de los Andes*. Na lateral direita da caixa (Figura 5.2), foram feitos dois furos para cada piezômetro, por onde passam duas mangueiras. Uma mangueira faz a comunicação do sensor, colocado fora da caixa, com um cilindro de acrílico anexado a uma pedra porosa que fica dentro da massa de solo (argila ou areia). A outra mangueira comunica a pedra porosa com uma chave que permite saturar o sistema antes de realizar o ensaio na centrífuga, conforme apresentado na Figura 5.14.



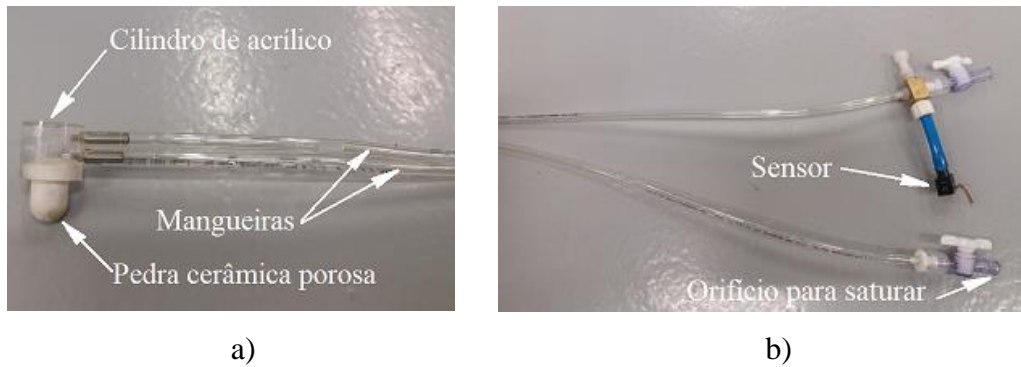


Figura 5.14. Piezômetros instalados dentro da massa de solo: a) parte que fica dentro da massa de solo; b) parte de que fica fora da caixa do modelo.

Os piezômetros foram calibrados seguindo dois métodos diferentes, permitindo verificar a condição de leitura dos mesmos. Ambos os métodos consistiram em aplicar uma pressão de água conhecida e medir a voltagem lida pelo PPT. O primeiro método foi realizado apenas para os piezômetros inseridos na massa de solo. O segundo método foi realizado para todos os piezômetros.

O primeiro método de calibração consistiu em aplicar a pressão por uma câmara triaxial (Figura 5.15). A pressão de ar externa chega a um manômetro e, assim, tem-se a magnitude da pressão aplicada no topo da câmara triaxial, ou seja, a pressão que chega no sensor dos piezômetros. Os sensores foram conectados em um aquisitor de dados do tipo Adam, que permite obter a voltagem para cada pressão que chega ao sistema.

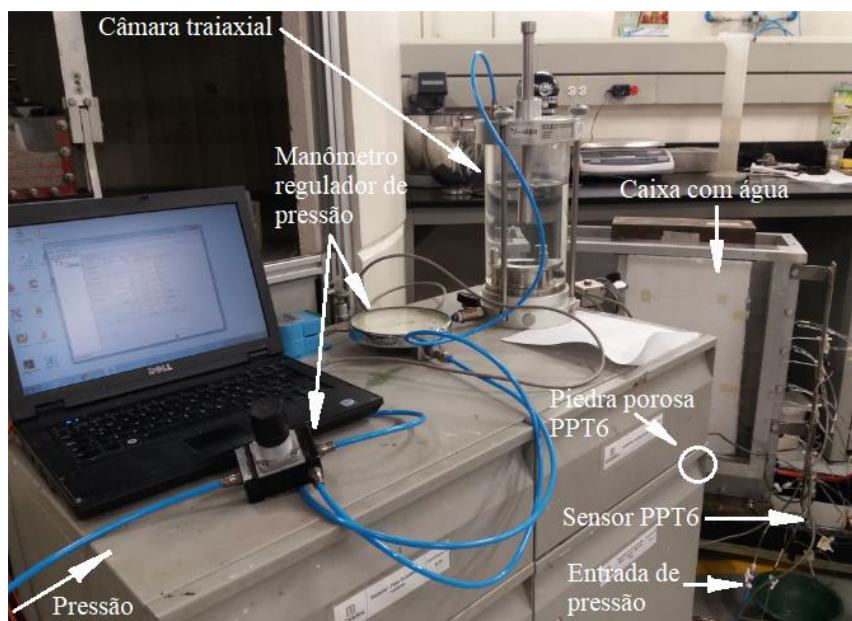


Figura 5.15. Calibração dos piezômetros posicionados no solo utilizando uma câmara triaxial.

Os gráficos com as curvas de calibração para cada piezômetro inserido na massa de solo são apresentados na Figura E.6 do Apêndice E. Os dados mostram valores lineares, dentro da faixa de operação, e fator de correlação  $R^2$  de 1,0.

O outro método de calibração consistiu em colocar os piezômetros do perfil de solo e o tubo com os piezômetros instalados no suporte dentro da caixa do modelo da centrífuga geotécnica, cheia de água (Figura 5.16a), e realizar voos na centrífuga, a diferentes campos gravitacionais (10, 20, 30, 40, 40 e 60 g), tomando as leituras registradas em cada piezômetro. Para manter fixos os piezômetros que seriam instalados dentro da massa de solo, a profundidades conhecidas, foi utilizado o suporte apresentado na Figura 5.16b, o qual foi introduzido dentro da caixa.

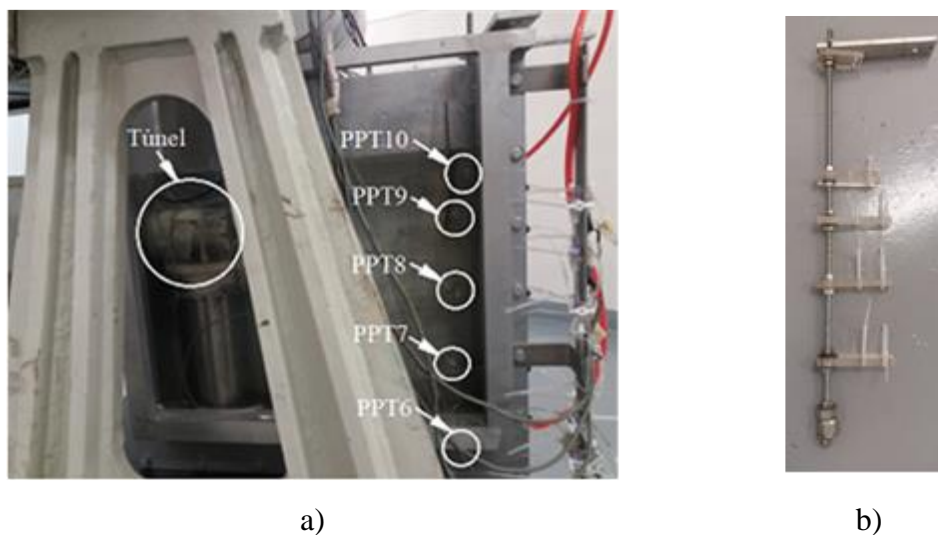


Figura 5.16. Detalhe da montagem para calibrar os piezômetros a diferentes campos gravitacionais: a) posição dos piezômetros dentro da caixa; b) suporte para os piezômetros a serem inseridos na massa de solo.

Na Figura E.7 e E.8 do Apêndice E são apresentadas as leituras obtidas dos piezômetros instalados no suporte do túnel e dos piezômetros que serão inseridos na massa de solo, respectivamente. Foram realizados voos a 10g, 20g, 30g, 50g, 60g e, posteriormente, repetidos os voos a 20g, 40g e 60g.

Conhecida a densidade da água e os valores de voltagem obtidos em cada instrumento (considerando suas profundidades), para diferentes valores de gravidade, foi calculada a poropressão teórica, que devia chegar em cada piezômetro.

Na Tabela E.19 e E.20 do Apêndice E, são apresentados os valores das voltagens e os valores teóricos de poropressão para os piezômetros instalados no suporte do túnel e na massa

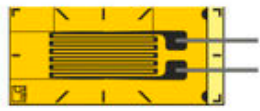
de solo, respectivamente. Nas Figuras E.9 e E.10 do Apêndice E, são apresentados os gráficos de calibração de cada piezômetro, assim como as equações que permitem transformar as leituras de voltagens em poropressões.

Após as calibrações, foi realizado o primeiro ensaio na centrífuga geotécnica com o modelo N°1 (túnel no fundo). Por meio deste ensaio, percebeu-se que ambas as calibrações não foram eficientes. Assim, na realização do ensaio correspondente ao modelo N°2, decidiu-se registrar, desde o início do ensaio, as leituras de poropressão, de modo a utilizar os dados dos voos a 30, 60 e 80 g como dados de calibração. Dessa forma, na Figura E.11 e E.12 do Apêndice E, são apresentadas as leituras obtidas nos piezômetros inseridos na massa de solo e as leituras nos piezômetros instalados no tubo, respectivamente. Pode-se observar que, no caso dos piezômetros dispostos na massa de solo, os valores de voltagem aumentaram com o aumento da gravidade, exceto para o piezômetro N°6. Já nos piezômetros instalados no tubo, apenas o piezômetro N°2 apresentou a referida tendência.

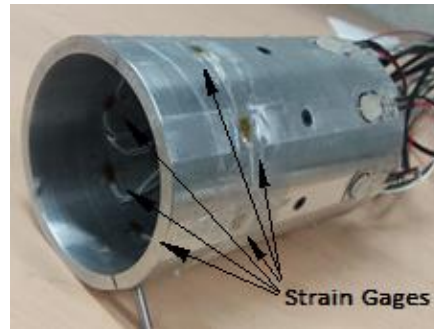
A partir das leituras apresentadas na Figura E.11 e na Figura E.12 do Apêndice E, e dos valores teóricos de poropressão (Tabela E.21 e E.22 do Apêndice E), foram obtidas as curvas de calibração dos piezômetros inseridos na massa de solo (Figura E.13 do Apêndice E). No caso dos piezômetros instalados no tubo, com exceção do piezômetro N°2, não foi possível determinar as leituras das voltagens para os voos a 30g e 60g. Porém, com o valor da voltagem a 80g e observando que, nos piezômetros dispostos na massa de solo e no piezômetro N°2, o intercepto das funções com o eixo y é muito próximo a zero, obteve-se a equação de calibração para estes instrumentos considerando dois pontos (Figura E.14 do Apêndice E).

#### **5.5.4. Strain Gauges**

Para medir a deformação no modelo do túnel devido ao rebaixamento piezométrico e obter os momentos fletores e esforços axiais em oito pontos do suporte do túnel, foram instalados 16 *strain gauges* (extensômetros elétricos) em miniatura, Omega tipo KFG-2N-120-C1-11L1M2R, de acordo com a configuração apresentada na Figura 5.9. A Figura 5.17a mostra uma vista de um *strain gauge* em miniatura e a Figura 5.17b sua colocação no suporte do túnel.



a)



b)

Figura 5.17. a) Vista do *strain gauge* Omega em miniatura; b) colocação dos *strain gauges* no modelo do túnel.

A colocação dos *strain gauges* no suporte do túnel é uma operação complexa e foi realizada de acordo com as seguintes etapas:

- i. Marcação no tubo da sua posição;
- ii. Abrasão da superfície do tubo onde serão instalados, utilizando lixa fina e, posteriormente, limpando a superfície;
- iii. Colagem (os cabos dos *strain gauges* externos foram inseridos no espaço interno do tubo através de dois furos de pequeno diâmetro realizados anteriormente);
- iv. Soldagem dos fios dos *strain gauges* aos fios de ligação do sistema de aquisição de dados;
- v. Aplicação da borracha de silicone nos *strain gauges* externos a fim de protegê-los de danos mecânicos e da umidade.

O procedimento para obter a resposta dos *strain gauges* foi validado no Apêndice A, ao ensaiar o tubo a compressão diametral, submetendo-o a condições de cargas conhecidas. Foram comparados, então, o momento fletor e o esforço axial na lateral do tubo, calculados a partir das leituras dos *strain gauges*, com os valores obtidos na modelagem numérica.

### 5.5.5. LVDT no túnel

Para medir a convergência vertical no túnel, foi colocado um LVDT tipo LD400-2,5 em uma das tampas do tubo (Figura 5.18). Para permitir o deslocamento do tubo, a parte superior e inferior das tampas foram rebaixadas (Figura 5.19).

O LVDT foi calibrado utilizando o equipamento apresentado na Figura E.4a do Apêndice E, que permite que o LVDT fique imóvel enquanto o núcleo se move. O micrômetro mede o movimento do núcleo e a saída de tensão do LVDT, sendo suas leituras registradas para

a calibração. Na Figura E.4b do Apêndice E, têm-se a curva de calibração do instrumento e o valor do fator de correlação  $R^2$  (muito próximo de 1,0).

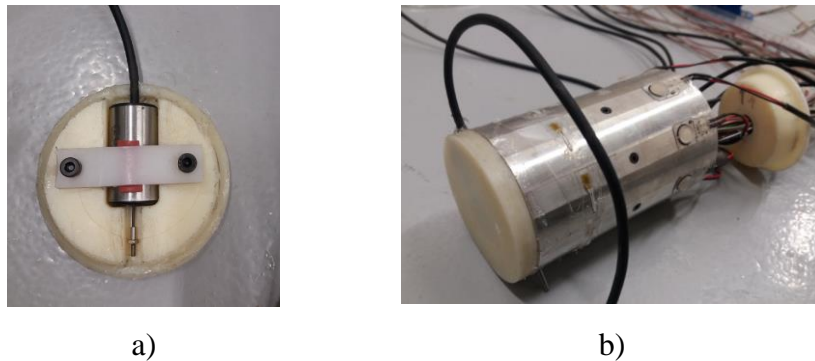


Figura 5.18. Transformador diferencial de variação linear (LVDT) tipo LD400-2,5 acoplado na tampa do tubo de alumínio.



Figura 5.19. Rebaixamento da parte superior e inferior das tampas do tubo.

### 5.5.6. LVDTs na superfície

A medição dos deslocamentos superficiais (recalques) foi realizada por meio de três transdutores diferenciais de variação linear (LVDT), disponibilizados pelo laboratório de modelos geotécnicos da *Universidad de los Andes*. Os equipamentos possibilitam a leitura de até 5cm (Figura 5.20) e medem o deslocamento linear entre dois elementos, baseado na condução de energia elétrica por meio de bobinas.

Os LVDT foram calibrados mediante a aplicação de deslocamentos conhecidos e a obtenção dos valores de voltagem correspondentes. Os dados das leituras de calibração dos sensores são apresentados na Tabela E.11 – E.13 do Apêndice E e os gráficos com as curvas de calibração são mostradas na Figura E.5 do Apêndice E. Pode-se perceber que as leituras dos instrumentos são bastante lineares, com fator de correlação,  $R^2$ , de 1,0.

### 5.5.7. Sistema de aquisição de dados

Os sinais emitidos pela instrumentação foram registrados por um sistema de aquisição de dados acoplado na centrífuga geotécnica (Figura 5.21). O sistema possui mais de 50 canais,

onde cada instrumento pode ser ligado por meio de conectores, sendo sua maioria de seis pinos. O sistema está conectado a um computador que dispõe de um software específico, permitindo a configuração dos canais, as leituras e a aquisição simultânea de dados.

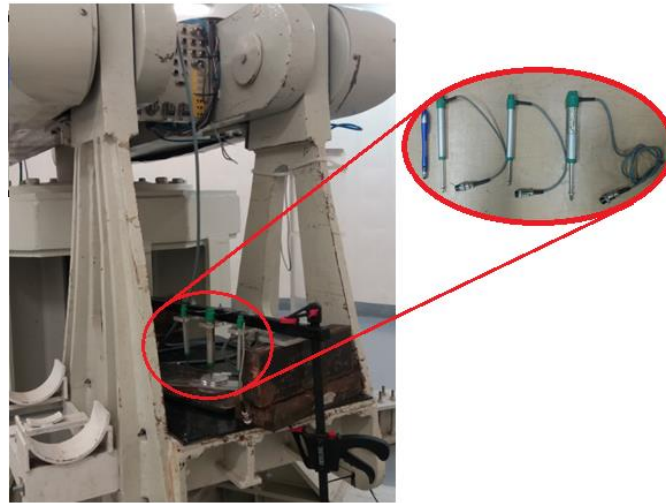


Figura 5.20. Transdutores diferenciais de variação linear (LVDT), utilizados para medir os recalques na superfície.



Figura 5.21. Sistema de aquisição de dados.

## 5.6. Montagem do modelo

Inicialmente foi colocada no fundo da caixa do modelo uma camada de areia grossa (descrita no item 5.3.1) de 5,0 cm de espessura, com a finalidade de atuar como dreno. No meio dessa camada, foi colocado o piezômetro N°6 (Figura 5.22a) e, acima, um geotêxtil (Figura 5.22b). Sobre o geotêxtil, de modo a evitar a colmatação desse material, foi disposto um papel filtro (Figura 5.22c). Para garantir a drenagem do sistema, na camada superior do modelo (camada de areia média), foram colocadas duas mangueiras interligadas com a camada de drenagem de fundo (Figura 5.22c). Posteriormente, a fim de reduzir o atrito entre as paredes do modelo e solo e, assim, garantir a condição de estado plano de deformação, as paredes laterais



da caixa foram lubrificadas com vaselina e revestidas com duas camadas de plástico filme de PVC, comercialmente conhecido como plástico filme transparente, também lubrificadas com vaselina.

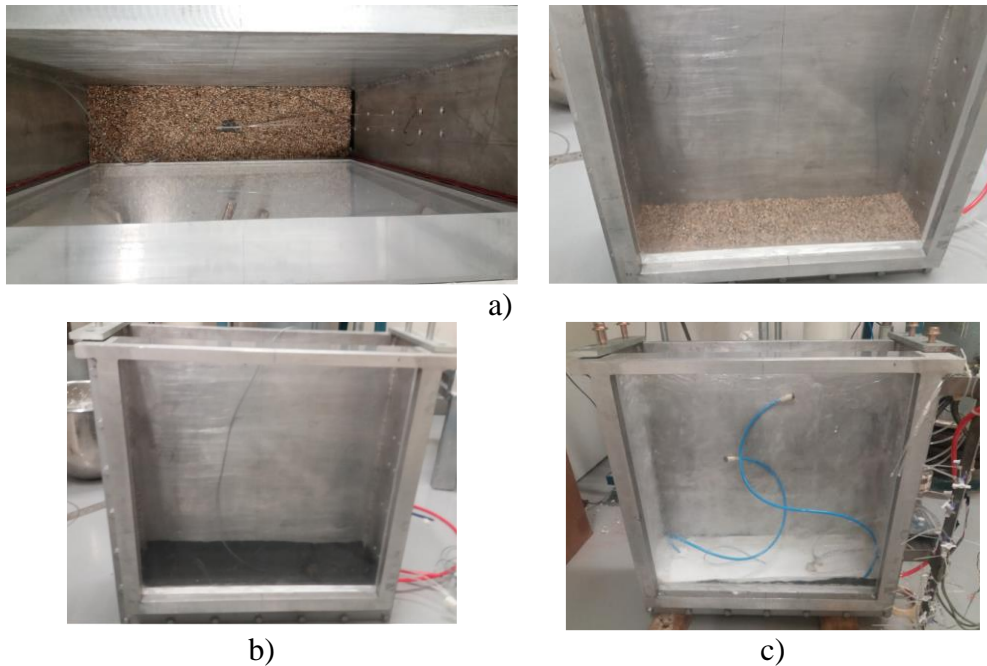


Figura 5.22. Sequência da preparação do modelo: a) colocação da camada de areia grossa e do piezômetro N°6; b) instalação do geotêxtil; c) instalação das mangueiras de drenagem e do papel filtro.

Em relação ao preparo do tubo, antes de inseri-lo na caixa, foram colocadas as tampas, utilizando silicone para evitar que os dispositivos elétricos (piezômetros, *strain gauges* e LVDT) no interior do tubo entrassem em contato com a água durante o ensaio. Nos piezômetros instalados no suporte do túnel, foi injetada glicerina pela ponta, visando a saturação dos mesmos. Posteriormente, foi colocado um geotêxtil para evitar a entrada de solo pela ponta (Figura 5.23a) e, acima do geotêxtil, foi colocado um papel filtro, para evitar a colmatação do material sintético (Figura 5.23b).

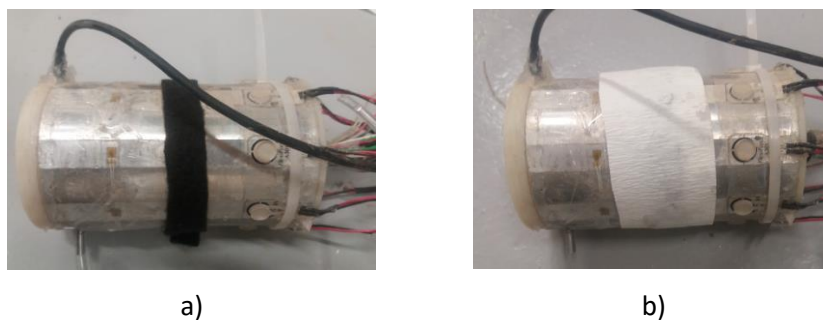


Figura 5.23. Colocação do geotêxtil e do papel filtro nos piezômetros instalados no tubo.

Em seguida, foi colocada a mistura de solo mole dentro da caixa, juntamente ao tubo instrumentado, na cota estabelecida em cada modelo (Figura 5.24). À medida que a mistura foi colocada dentro da caixa, os piezômetros N°7 e N°8 foram instalados nos pontos já estabelecidos. A condição de movimento vertical livre do túnel em relação às paredes laterais foi alcançada experimentalmente no modelo N°2. No modelo N°1, o movimento vertical é restrito pela camada de areia de drenagem.

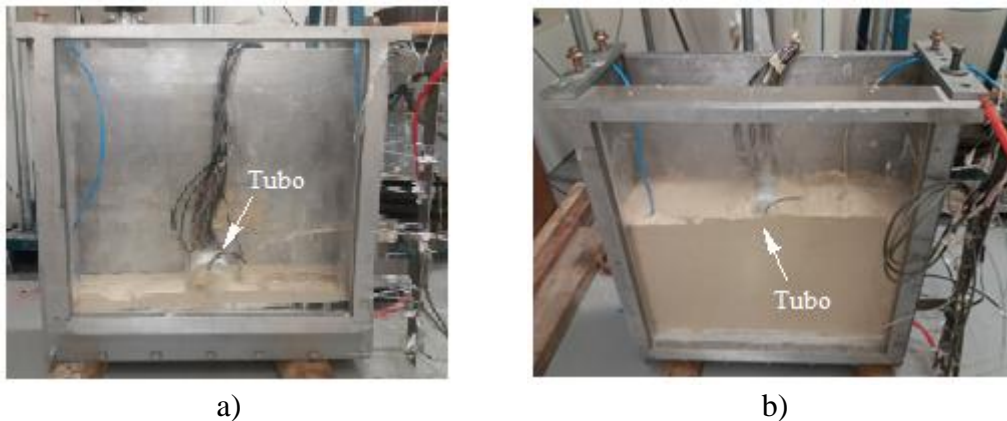


Figura 5.24. Colocação do tubo no modelo: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

Acima da camada de solo mole, foi colocado um papel filtro (Figura 5.25a) e, em seguida, um geotêxtil (Figura 5.25b). Sobre o material sintético, foi colocada uma tampa de alumínio de 2 cm de espessura e dois furos que permitiram passar os fios da instrumentação do tubo para fora da caixa. Os furos da tampa ficam localizados na extremidade da caixa (lateral esquerda). Depois de finalizado o adensamento, os fios da instrumentação do tubo ficaram com um trecho horizontal e, depois, subiram verticalmente, ao longo do limite lateral da caixa, o que contribui para minimizar a possibilidade de uma drenagem adicional ao longo do fio. Desta forma, a parte central do modelo da centrífuga não é afetada por esta possível drenagem adicional.

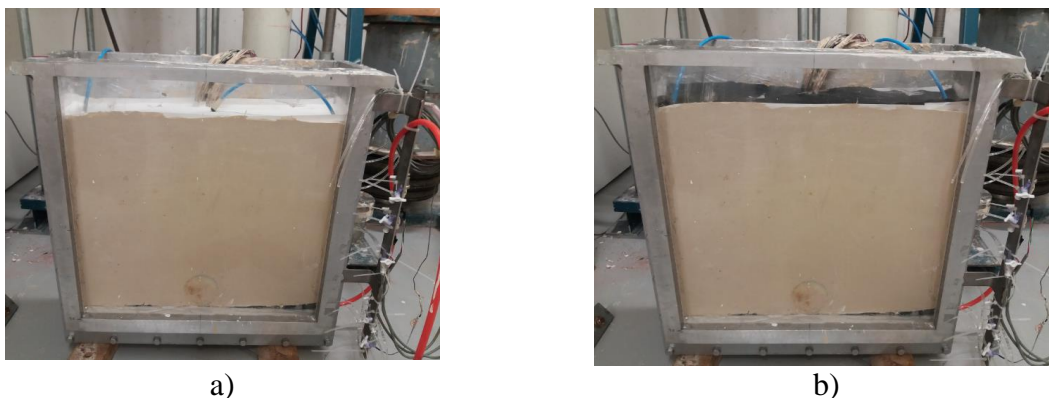


Figura 5.25. a) Colocação do papel filtro no topo da camada de argila; b) colocação do geotêxtil acima do papel filtro.



As etapas iniciais de carregamento (1,33 kPa, 2,85 kPa e 6,25 kPa), durante o processo de adensamento do solo mole, foram realizadas mediante a colocação de pesos (Figura 5.26). Já nas últimas etapas (12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa), utilizou-se um compactador pneumático (Figura 5.27). Durante as etapas de adensamento, foi mantido o nível de água na superfície da camada por meio de um tanque de alimentação. Assim, o solo ficou completamente submerso. O processo de adensamento foi controlado com o método de Taylor (Apêndice G), procurando atingir pelo menos 90% do adensamento total. Para isso, foram realizadas leituras do recalque durante o processo.

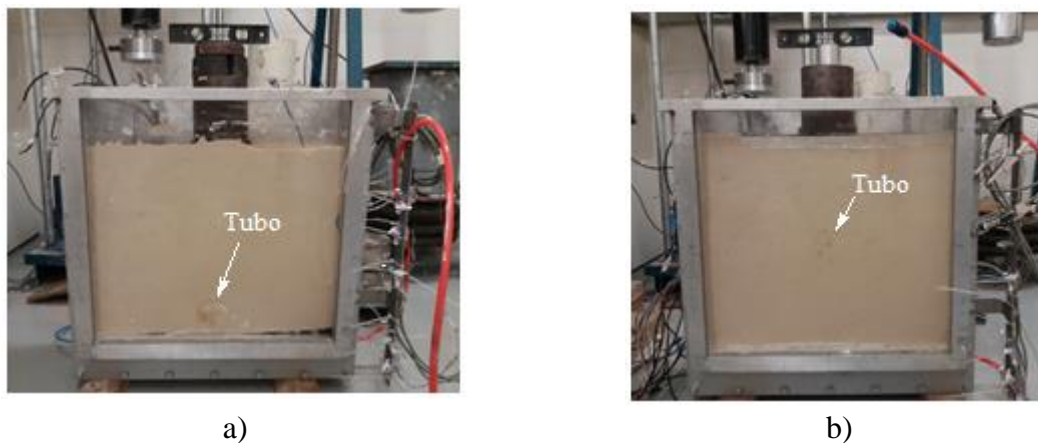


Figura 5.26. Adensamento mediante cargas: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

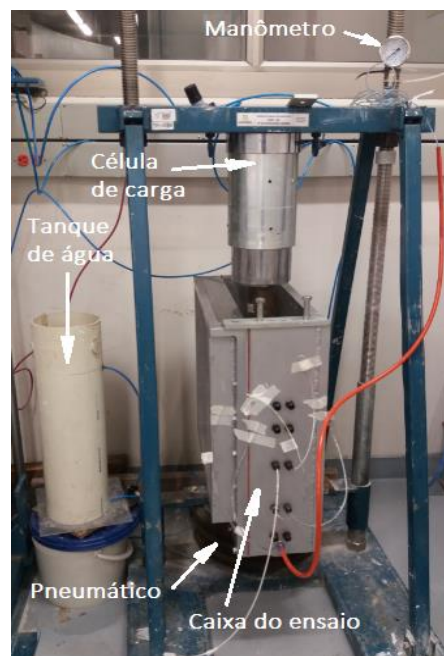


Figura 5.27. Compactador pneumático utilizado para obter o perfil de solo por adensamento.

Após a conclusão do adensamento, a caixa foi colocada no piso do laboratório, a tampa de alumínio foi retirada e a superfície da argila foi regularizada para atingir a espessura

necessária, 24,5 cm (19,6 m no protótipo). Para determinar o perfil de resistência não drenada do solo mole após o adensamento, foram realizados ensaios de palheta a várias profundidades.

Posteriormente, foi colocado um novo papel filtro acima do geotêxtil (Figura 5.28) e foi executada a camada de areia média do Guamo, descrita anteriormente no Item 5.3.1, utilizando o método de chuva, a uma altura constante de 400 mm. A confecção da camada de areia (Figura 5.29) seguiu basicamente as seguintes etapas:

- i. Lançamento do material granular até atingir a cota de instalação do piezômetro N°9;
- ii. Instalação do piezômetro N° 9 na cota desejada;
- iii. Colocação de um funil e saturação de toda camada de areia já executada;
- iv. Lançamento do material granular até atingir a cota do segundo piezômetro (N°10);
- v. Instalação do piezômetro N°10;
- vi. Colocação do funil e saturação de toda camada de areia;
- vii. Lançamento do material granular até atingir o topo do aterro na cota desejada;
- viii. Colocação do funil e saturação da camada granular até dois centímetros abaixo da superfície de areia.

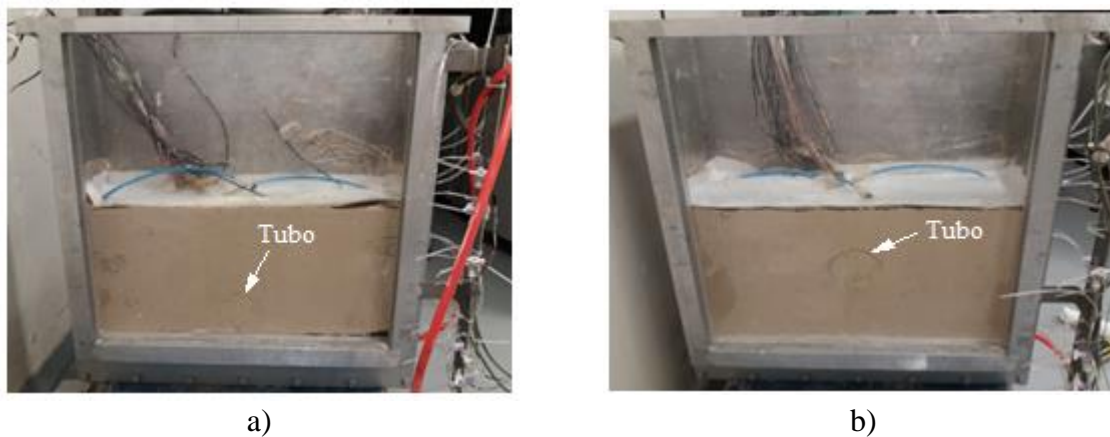


Figura 5.28. Colocação do papel de filtro: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

Uma vez finalizada a preparação do modelo, a caixa foi pesada para determinar o contrapeso do sistema. Posteriormente, a caixa foi colocada na plataforma do braço da centrífuga e conectada ao tanque de controle externo do nível de água pelo orifício, localizado na parte inferior da lateral esquerda da caixa, visando manter o lençol freático a dois centímetros da superfície. Já o orifício localizado na parte inferior da lateral direita da caixa foi conectado a uma válvula eletromagnética, acionada automaticamente, por meio de uma mangueira, o que

permitiu a drenagem da água durante o voo (Figura 5.30). Do lado esquerdo da plataforma, foi instalado um tanque (horizontal) para receber a água expulsada do modelo na etapa de adensamento com rebaixamento da poropressão.

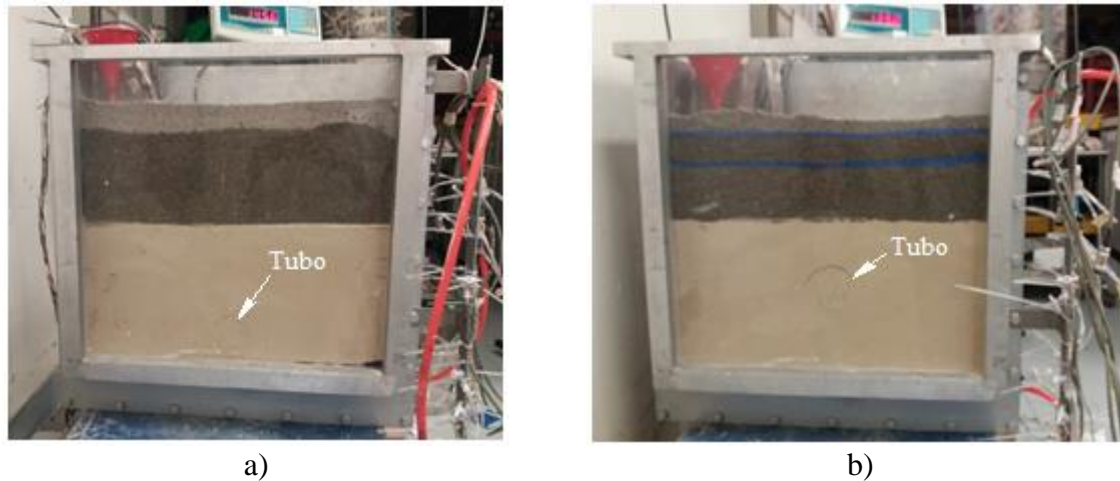


Figura 5.29. Colocação da camada de areia: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

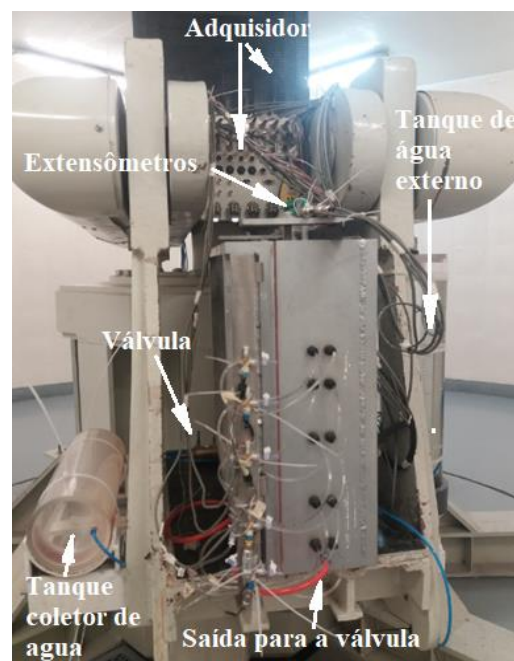


Figura 5.30. Montagem da caixa na plataforma do braço.

Foram colocados três LVDT na superfície da camada de areia (Figura 5.31) para medir os recalques na superfície. Ademais, foi colocada uma pequena placa de acrílico de 3x3 cm, abaixo da haste dos três LVDT, para evitar o afundamento da haste no solo sob alta gravidade. Posteriormente, cada conector da instrumentação foi ligado a um canal do sistema de aquisição de dados. Por último, os piezômetros da massa de solo foram saturados.



Figura 5.31. Posição dos LVDT de superfície.

### 5.7. Etapas e tempos de voo

Primeiro, foram realizados voos em etapas a 5, 30 e 60 g, de modo a verificar se todos os componentes do sistema estavam funcionando perfeitamente na medida em que se aumentava a gravidade. Após o voo de 60 g, foi fechada a chave que conecta a caixa com o tanque vertical externo e que permite manter o nível de água do modelo na cota desejada, dando assim, início ao ensaio.

Segundo Taher & Jessberger (1991), Taylor (1995), Rincón & Rodríguez (2001) e Dallos (2007), quando o solo for preparado fora do campo gravitacional da centrífuga, é preciso realizar um voo prévio para que sejam gerados campos de tensões lineares na massa de solo e uniformizadas as condições da poropressão.

Nessas condições, foram definidas as atividades e etapas de voo apresentadas a seguir:

- ✓ Etapa 1: para garantir que seja gerado um perfil de tensões iniciais a 80g, devido ao peso próprio do solo, e uma distribuição linear da poropressão;
- ✓ Etapa 2: uma vez finalizada a Etapa 1, é aberta a válvula de maneira automática para gerar rebaixamento da poropressão e, assim, começar a Etapa 2. Esta última condição é simulada pela drenagem da camada de areia (representação do fenômeno de subsidência).

Uma representação gráfica das etapas estabelecidas é apresentada na Figura 5.32, onde são especificados os tempos chave dos modelos, de modo a permitir as análises posteriores.

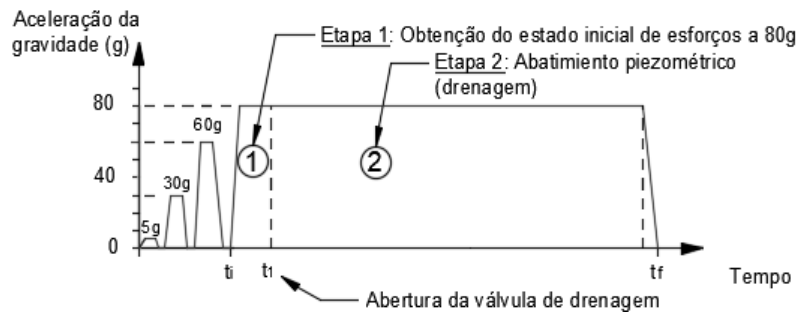


Figura 5.32. Etapas de voo durante o ensaio.

Para calcular o tempo de voo no protótipo a partir dos tempos de voo no modelo, utilizou-se a Equação 2.19, partindo do pressuposto de alcançar o mesmo grau de adensamento no modelo de centrífuga e no protótipo (o fator tempo  $T_v$  sendo o mesmo) e, além disso, supondo que o coeficiente de adensamento  $c_v$  é o mesmo no modelo e no protótipo. Os tempos de voo calculado para cada etapa são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3. Tempo de voo no modelo e no protótipo.

Atividade	Intervalo	Tempo de voo			
		Modelo (min)		Protótipo (ano)	
		1	2	1	2
Etapa 1: Geração do estado inicial de tensões	$t_i - t_1$	40	34	0,49	0,41
Etapa 2: Rebaixamento da poropressão	$t_1 - t_f$	500	520	6,09	6,33

## 6. RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios em centrífuga durante o processo de rebaixamento piezométrico para duas condições de estratigrafia. Os resultados são expressos na escala do modelo e do protótipo.

### 6.1. Perfil de resistência não drenada e teor de umidade na camada de solo mole

Depois de finalizada a etapa de adensamento do solo, foram realizados ensaios de palheta em ambos os modelos, antes e após o voo na centrífuga. Esses ensaios foram realizados a várias profundidades para determinar a resistência não drenada inicial (antes do voo na centrífuga) e final (após o voo na centrífuga). Na Figura 6.1a, têm-se os perfis de resistência não drenada do solo, obtidos pelos ensaios de palheta e a comparação destes com o resultado do ensaio triaxial CU, assim como com a correlação empírica de Mesri (1989), apresentada na Equação 6.1. No final do ensaio no modelo N° 1, foram extraídas amostras de solo a várias profundidades para determinar o teor de umidade, conforme apresentado na Figura 6.1(b). A superfície do solo refere-se à superfície da camada de argila, isto é, 21,5 cm na escala do modelo e 17,2 m na escala do protótipo.

$$S_u = 0,22\sigma'_v \quad (6.1)$$

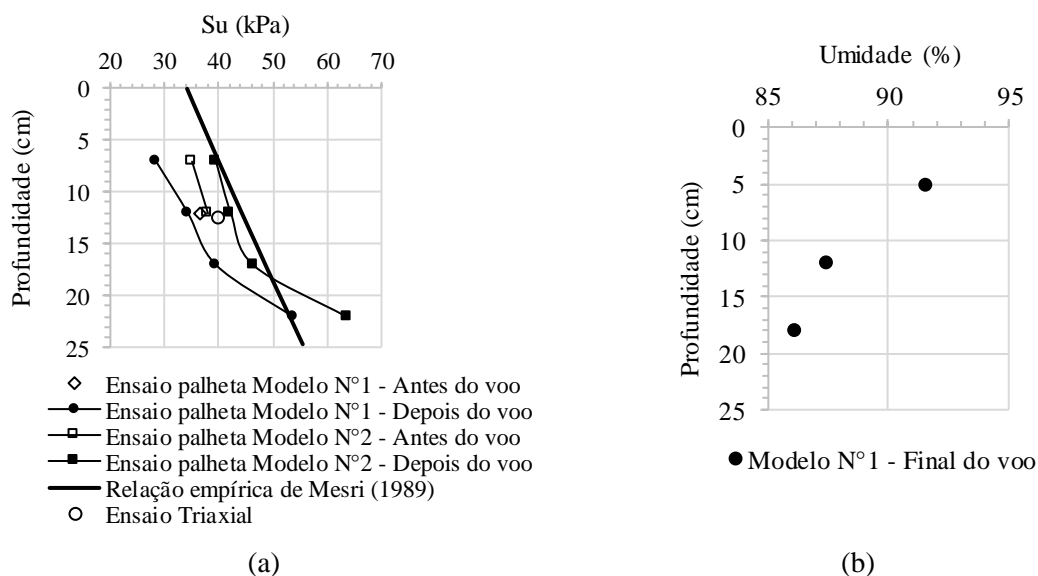


Figura 6.1. a) Perfil de resistência não drenada na camada de argila ( $S_u$ ); b) teor de umidade na camada de argila.

Os ensaios em laboratório mostraram valores satisfatórios, fornecendo um perfil de resistência não drenada que aumenta com a profundidade e apresentando resultados próximos à correlação empírica de Mesri (1989) para depósitos de argila natural. Observou-se ainda que

o perfil de resistência não drenada do modelo N° 2 apresentou resultados mais próximos do ensaio triaxial e da correlação de Mesri (1989). De forma geral, os resultados apresentam valores um pouco inferiores à dita correlação, fato que pode ser atribuído a remoção da pressão de adensamento. No modelo N°2, a resistência não drenada do ensaio de palheta foi menor após o voo na centrífuga, fato que pode ser atribuído aos efeitos de amolecimento devido à paralisação do equipamento. Pode-se observar que o teor de umidade decresce com a profundidade.

Calculados os valores de tensão efetiva e de resistência não drenada nas camadas de solo, é possível estabelecer a variação destes parâmetros com a profundidade, conforme apresentado na Figura 6.2. A relação entre a resistência não drenada média ( $S_u$ ) e a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) nos modelos apresentou uma variação de 0,15 a 0,26. Palmeira (2012) menciona que, em depósitos naturais de argila, estes valores podem variar na faixa de 0,25 até 0,30 para argilas levemente pré-adensadas. Já Rincón (2016) realizou uma série de ensaios de resistência não drenada em modelos físicos em centrífuga com palheta, sendo o perfil de solo constituído por argila artificial tipo caulim adensada a 1g, e encontrou resultados na faixa de 0,19 até 0,30.

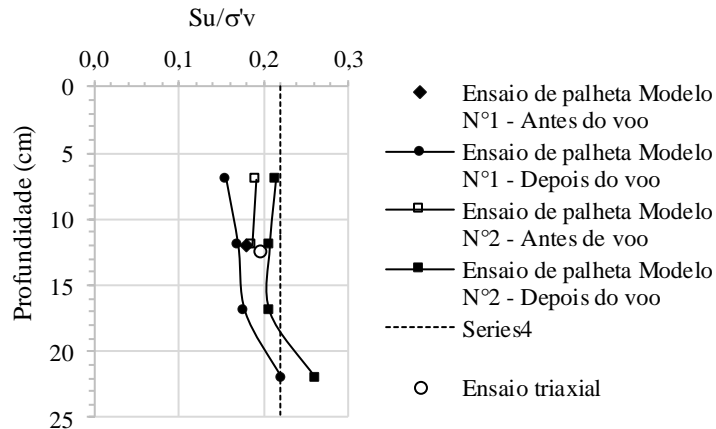


Figura 6.2. Valores de  $S_u/\sigma'_v$  vs profundidade.

## 6.2. Perfil piezométrico

A Figura 6.3 apresenta a variação da poropressão com a profundidade ao longo do tempo, sendo que a primeira medida foi realizada, imediatamente, após o início da drenagem, em ambos os modelos. O ensaio foi finalizado após 8 horas e 20 minutos (6,15 anos) de drenagem (Etapa N°2) no Modelo N°1 e, após 8 horas e 40 minutos (6,43 anos) de drenagem (Etapa N°2), no Modelo N°2. Nas análises, foi tomado como referência o fundo da caixa, onde

a lâmina de água é de 48 cm (38,40 m). Observa-se que os valores da poropressão inicial são muito próximos à linha teórica (linha tracejada) e diminuem com o tempo após o início da etapa de drenagem. Nos dois ensaios, o piezômetro N°6, colocado na camada de drenagem de fundo, não funcionou. De forma global, podem-se observar resultados satisfatórios, que evidenciam o rebaixamento piezométrico durante a etapa de drenagem nos ensaios.

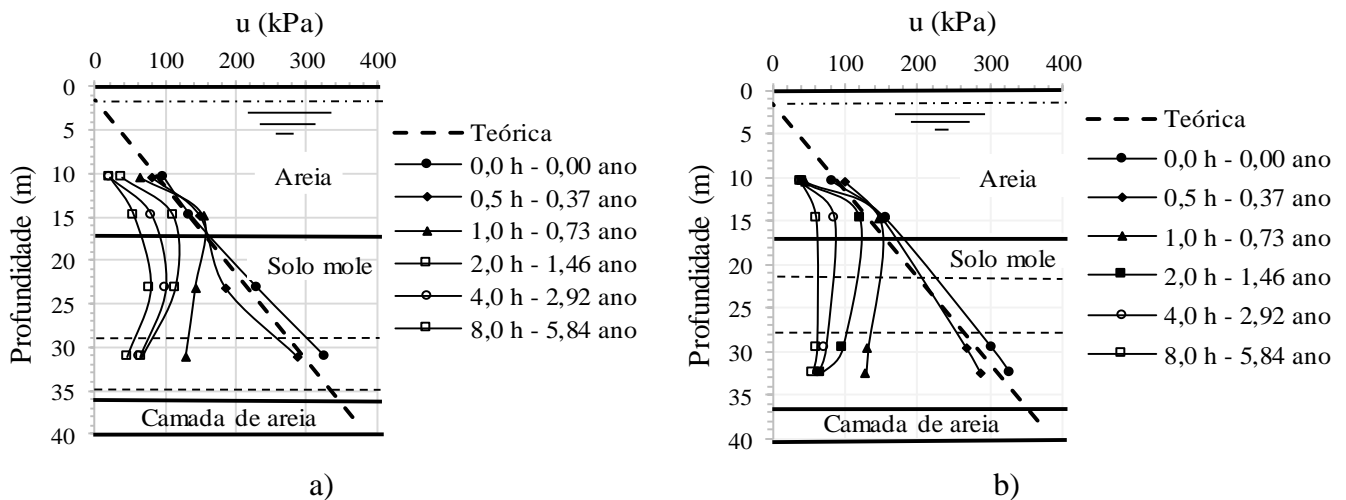


Figura 6.3. Perfil piezométrico: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

A Figura 6.4 mostra a dissipação da poropressão em relação à raiz quadrada do tempo (em anos). Pode-se observar que a poropressão diminui com o tempo em todos os piezômetros. A maior dissipação aconteceu nos primeiros 27 meses, mantendo uma tendência uniforme após esse tempo. Além disso, observam-se valores iniciais de poropressão, correspondentes aos valores teóricos obtidos em função da profundidade de cada instrumento. Por exemplo, os valores de poropressão inicial teórica, calculados para os piezômetros N°10, N°9, N°8 e N°7 do modelo N°1, foram de, respectivamente, 110, 165, 270 e 370 kPa. Já os valores medidos foram de, aproximadamente, 97, 136, 230 e 326 kPa. No modelo N°2, o valor da poropressão inicial teórica calculada foi de 110, 165, 350 e 385 kPa. Já os valores medidos foram de, aproximadamente, 83, 161, 302 e 326 kPa.

A Figura 6.5 apresenta a variação da poropressão nos modelos com o tempo (PPn), normalizado pela poropressão medida imediatamente antes do início da drenagem (PP0). Todos os valores de poropressão nos piezômetros foram dissipados a uma taxa decrescente com o tempo. Depois de transcorridos 12 e 27 meses do rebaixamento piezométrico, aproximadamente 50% e 70% das poropressões medidas nos piezômetros inseridos dentro da camada de argila mole (PPT7 e PPT8) foram dissipadas. Este resultado indica que o suporte do túnel foi submetido a um grau uniforme de adensamento ao longo do tempo.



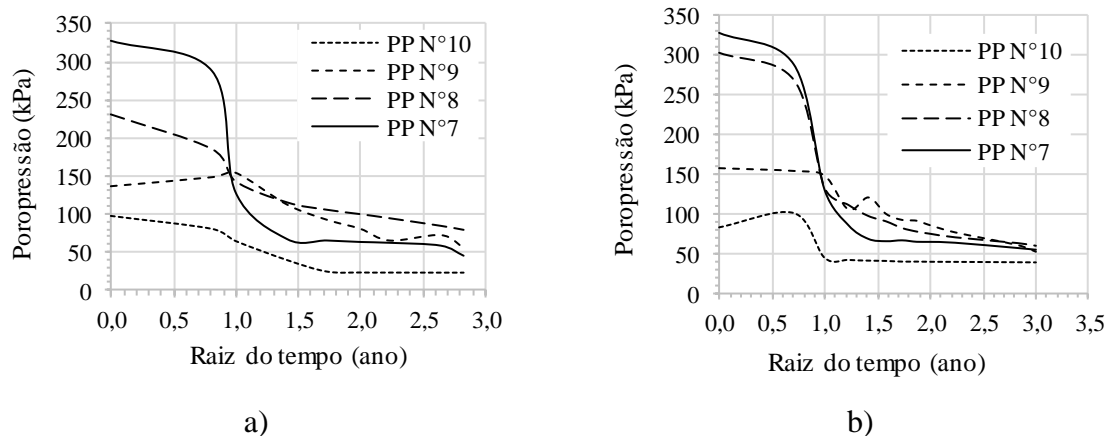


Figura 6.4. Rebaixamento da poropressão em relação à raiz quadrada do tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

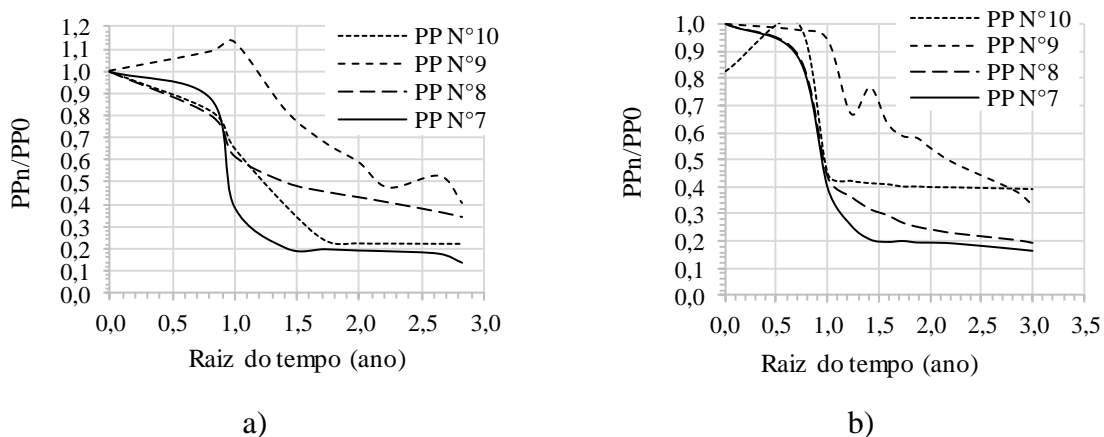


Figura 6.5. Variação da poropressão normalizada pelo valor inicial em relação à raiz quadrada do tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

### 6.3. Deslocamentos superficiais

As Figuras 6.6 e 6.7 apresentam a evolução dos deslocamentos superficiais, imediatamente após o início do processo de drenagem, nos modelos N°1 e N°2, respectivamente. A partir dos resultados medidos, percebe-se que a superfície do solo no modelo N°1 apresentou uma subsidência de aproximadamente 9,0 mm após 8 h, equivalente a 73 cm após seis anos de rebaixamento piezométrico no protótipo. Enquanto, no modelo N°2, a subsidência foi de 9,4 mm após de 8 h, equivalente a 75 cm após seis anos no protótipo. A maior taxa de subsidência foi obtida nas primeiras 1,5 horas (1,2 anos) da etapa de drenagem, após ocorrência de, aproximadamente, 55% do adensamento.

Na Figura 6.3, observa-se que 80% do rebaixamento piezométrico total da poropressão foi alcançado em 8 horas (5,84 anos no protótipo). Em contrapartida, os resultados dos LVDTs (Figura 6.6 e 6.7) mostram que o recalques se estabilizaram, aproximadamente, após 6,85 horas

(5 anos no protótipo). Assim, tem-se que o excesso de poropressão foi quase completamente dissipado, possivelmente devido ao não total rebaixamento da poropressão no modelo da centrífuga, o que possivelmente ocorre devido à água expelida para o tanque horizontal gerar uma carga hidráulica remanescente, impedindo o rebaixamento total da poropressão. No entanto, a magnitude do recalque alcançado foi considerada suficiente para simular problemas relacionados à subsidência regional em solos moles ( $\approx 17,5$  cm/ano). Para a zona lacustre da Cidade de México, Auvinet *et al.* (2017) relatou um valor médio de subsidência de 20 cm/ano (de 0 a 40 cm/ano). Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe e Ariizumi (2005) obtiveram uma subsidência de aproximadamente 12,0-14,0 mm após 24 h para a condição de drenagem do fundo, o que equivale a 80,4-93,8 cm após 12 anos de rebaixamento piezométrico no protótipo ( $\approx 7,25$  cm/ano).

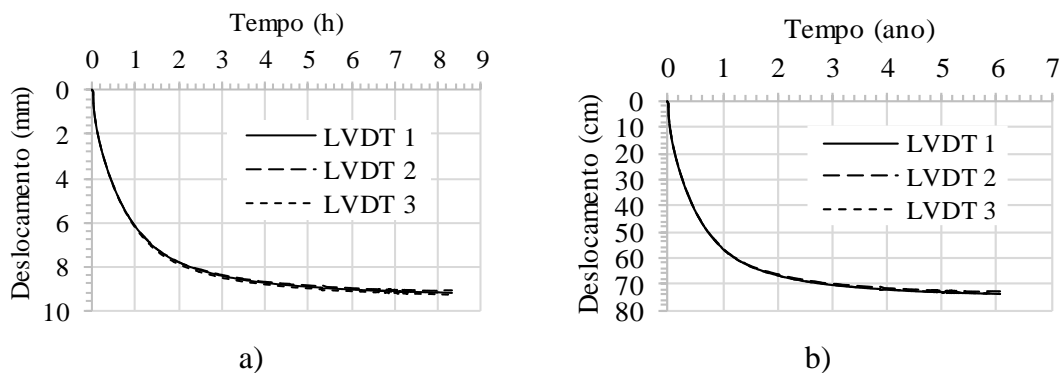


Figura 6.6. Variação dos recalques (subsidência) na superfície do modelo N°1 induzidos pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo.

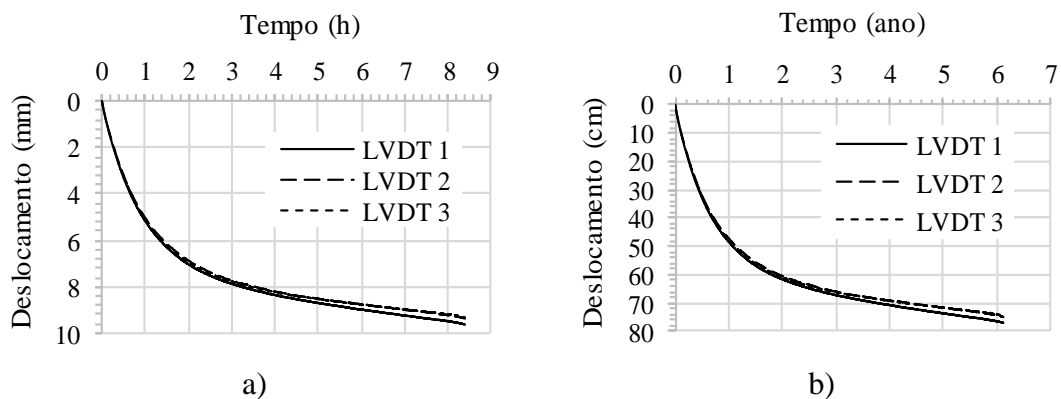


Figura 6.7. Variação dos recalques (subsidência) na superfície do modelo N°2 induzidos pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo.

Na Figura 6.8, são apresentados os deslocamentos medidos na superfície em função da raiz quadrada do tempo na etapa de rebaixamento piezométrico. Pode-se observar que 90% do adensamento é atingido em 1,35 anos no modelo N°1 e 1,40 anos no modelo N°2. Os valores

obtidos são próximos dos 2,0 anos necessários para atingir 90% do adensamento, conforme apresentado na Figura 4.9.

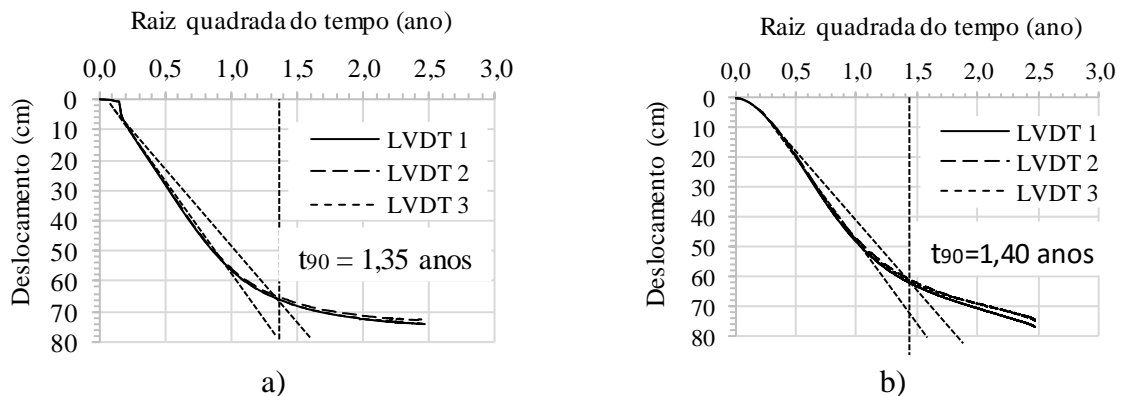


Figura 6.8. Deslocamentos verticais medidos na superfície vs raiz quadrada do tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

Na Figura 6.9 e 6.10, são apresentadas as bacias de recalque induzidas pelo rebaixamento piezométrico para os modelos N°1 e N°2, respectivamente. Pode-se observar que, no caso do túnel de fundo (modelo N°1), os recalques no LVDT do centro e da borda são muito próximos, porém, no caso do modelo no meio da camada de argila mole (modelo N°2), o recalque medido acima do túnel (LVDT 1 colocado no centro do modelo) foi maior que o recalque medido pelo LVDT colocado na borda.

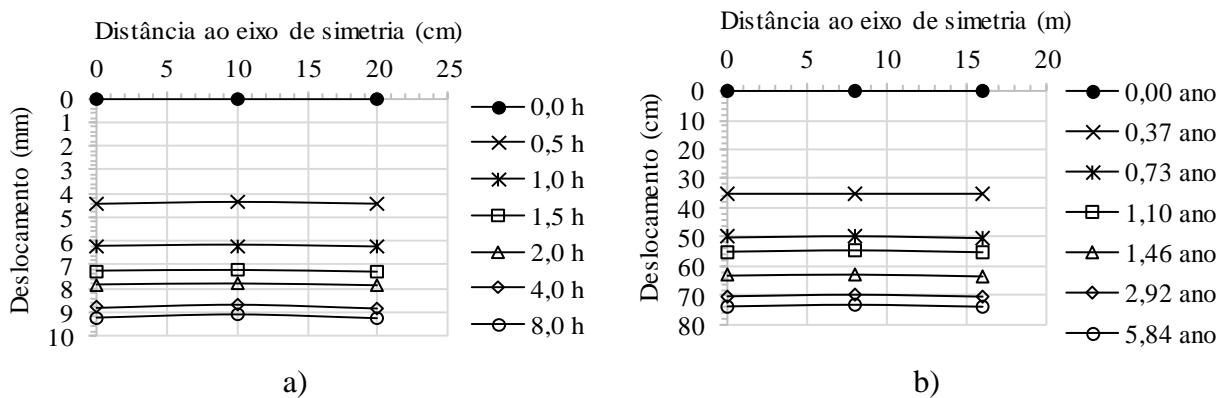


Figura 6.9. Bacia de recalque (subsidiência) na superfície do modelo N°1 induzidos pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo.

#### 6.4. Distribuição das tensões totais no suporte

A Figura 6.11 mostra a variação das tensões registradas por esses instrumentos durante a etapa de rebaixamento piezométrico. Os dados demonstram que, imediatamente após o início do processo de drenagem, têm-se aumento das tensões totais no suporte do túnel, o que foi observado em todas as células de tensão. As tensões totais iniciais, medidas pelas células

colocadas na parte superior e inferior do suporte do túnel (C1 e C5), são as que apresentaram os maiores valores, enquanto a tensão total na parede do túnel (C3) apresentou a menor tensão total inicial. As principais mudanças ocorreram dentro das três primeiras horas (aproximadamente 2,2 anos na escala de tempo do protótipo) após o início do processo de drenagem. Barratt *et al.* (1997) relatou que as leituras de tensões totais no topo e parede aumentaram com o tempo, análises numéricas realizadas por Shin *et al.* (2002) mostraram o mesmo comportamento no caso de túnel com suporte impermeável.

Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe e Ariizumi (2005) realizaram um ensaio em centrífuga geotécnica para analisar as tensões de longo prazo atuando sobre um túnel construído em argila mole quando submetido a uma condição de drenagem do fundo, na qual o rebaixamento piezométrico ocasiona o adensamento unidimensional da argila. Observou-se um aumento da tensão total na parte superior do túnel imediatamente após o processo de drenagem. Em contrapartida, na parte inferior, foi registrada uma diminuição das tensões totais. A diminuição das tensões totais na parte inferior do modelo pode ser devida à fixação do túnel na parede da caixa, o que pode não ser representativo de um túnel submetido à subsidência provocada pelo rebaixamento piezométrico, provocando uma superestimativa das tensões no topo do suporte do túnel e uma diminuição nas leituras das tensões na parte inferior do túnel. Ma *et al.* (2010) investigaram o comportamento a longo prazo dos túneis da linha do metrô de Xangai quando submetidos ao fenômeno do rebaixamento piezométrico, por meio de modelos em centrífuga geotécnica. Os resultados indicaram que a tensão total na parte superior do suporte do túnel aumentou e a tensão total no piso reduziu com o tempo. A tensão total na parede do túnel aumentou numa seção instrumentada e diminuiu em outra seção instrumentada.

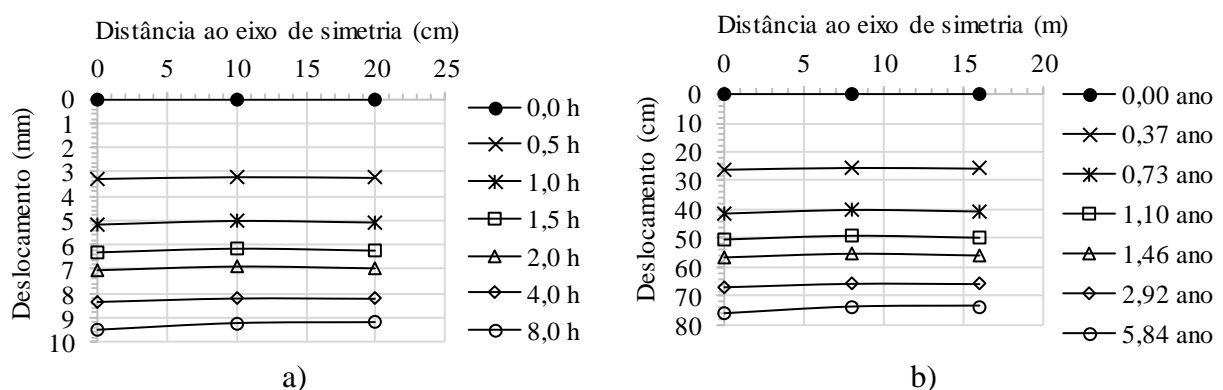


Figura 6.10. Bacia de recalque (subsidência) na superfície do modelo N°2 induzidos pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo.

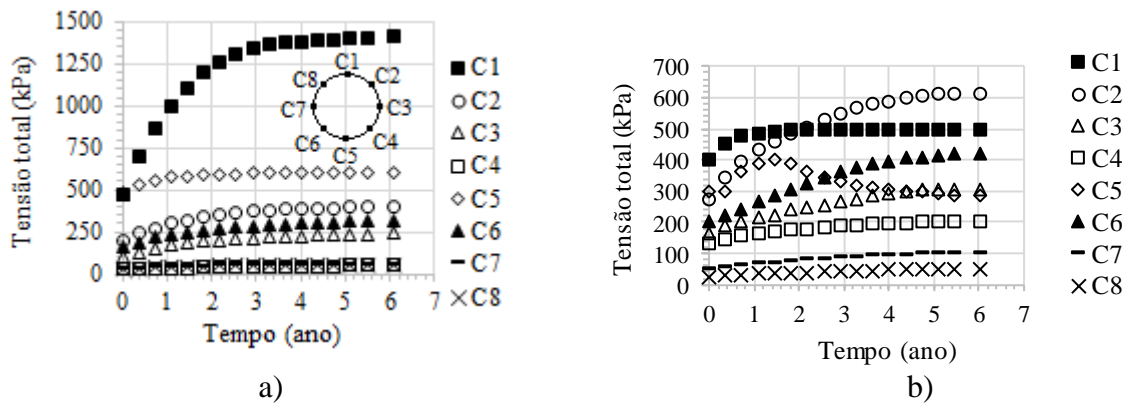


Figura 6.11. Tensões totais ao redor do suporte do tubo durante o rebaixamento piezométrico: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2.

As células N°4, N°7 e N°8 apresentaram leituras muito baixas durante ambos os ensaios e, por isso, não foram consideradas nas análises. No caso do modelo N°2, as células N°1 e N°5 apresentaram um descarregamento, o que impediu a quantificação das magnitudes das tensões para as condições estabelecidas. Pode-se confirmar que, para ambos os modelos, a tensão total vertical medida no topo do túnel (C1), antes da etapa de drenagem, é próxima ao valor da tensão total vertical teoricamente prevista (valores calculados iguais a 510,00 kPa para o modelo N°1 e 400,48 kPa no modelo N°2; valores medidos iguais a 475,00 kPa e 368,00 kPa para os modelos N°1 e N°2, respectivamente). Já o valor da razão entre a pressão vertical (C1) e a pressão horizontal (C3) foi abaixo do previsto (cerca de 0,3).

Os valores de tensão total medidos no suporte foram normalizados pela tensão total inicial (imediatamente antes do início do processo de drenagem) para os dois modelos. A Figura 6.12 mostra que o rebaixamento piezométrico aumentou as tensões no suporte do túnel a longo prazo. Durante a etapa de rebaixamento piezométrico, a tensão total no topo do túnel (C1) aumentou em, aproximadamente, 200% para o modelo N°1 e 25% para o modelo N°2. Porém, no modelo N°2, é provável que ocorressem problemas com a célula N°1, pois na célula N°2 e na célula N°8 o aumento foi de 123,6% e 100%, respectivamente. Assim, acredita-se que o valor da tensão total no ponto onde foi locada a célula N° 1 possa ser maior do que o valor medido.

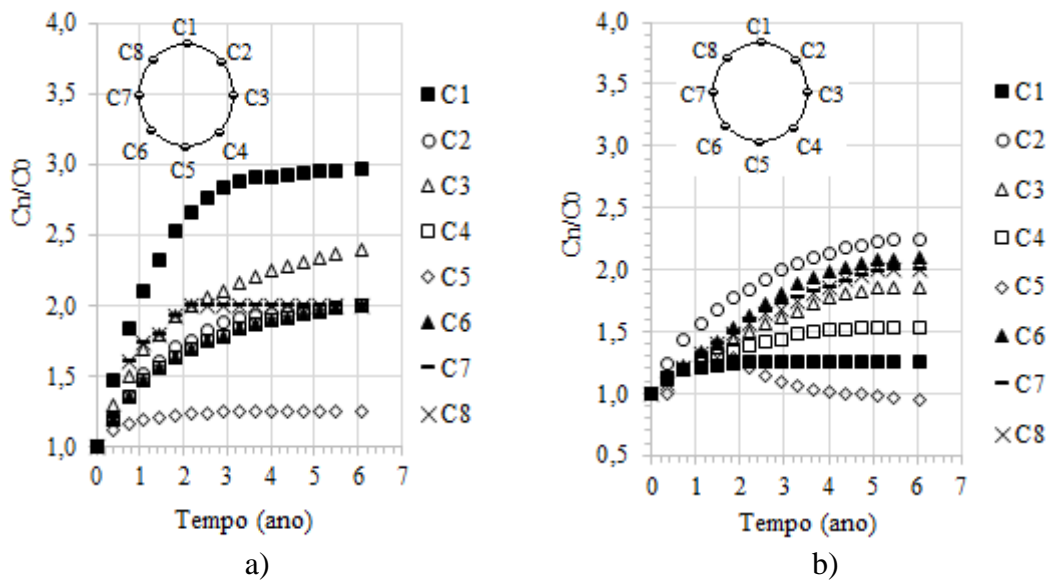


Figura 6.12. Acréscimo dos esforços totais no suporte do túnel durante o rebaixamento piezométrico: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2.

A distribuição das tensões totais que atuam ao longo do perímetro do suporte do túnel é mostrada na Figura 6.13 com base nas leituras iniciais de 1, 2 e 8 horas (aproximadamente 0,73, 1,46 e 5,84 anos na escala do protótipo) após o início do processo de drenagem. Em ambos os modelos, as células de tensão total N°4, N°7 e N°8 apresentaram leituras muito baixas e, por isso, aproveitando a simetria do modelo, decidiu-se substituir esses valores pelos obtidos na célula N°6, N°3 e N°2, respectivamente. Pode-se observar que o túnel apoiado no estrato rígido (Modelo N°1) apresentou os maiores valores de tensão total inicial no topo (C1), seguido pela tensão no fundo (C5). No modelo N°2 (túnel no meio da camada de argila) observa-se o mesmo fato, porém com magnitudes inferiores. Conforme exposto anteriormente, acredita-se que os valores das tensões totais no ponto onde foi inserida a célula N°1 (C1) no modelo N°2 são maiores que os valores registrados devido a problemas nesse instrumento. Os menores valores de tensões totais foram os registrados nas paredes (C3), em ambos os modelos. A diferença na distribuição de tensões totais pode ser devida ao posicionamento do túnel. No caso do túnel apoiado no fundo da camada rígida, o deslocamento é restrito e, como o túnel encontra-se a maior profundidade, tem-se um maior carregamento de solo sobre o mesmo. Já no modelo com o túnel no meio da camada de argila, além do menor carregamento sobre a estrutura, este pode se deslocar devido à menor resistência da camada argilosa.

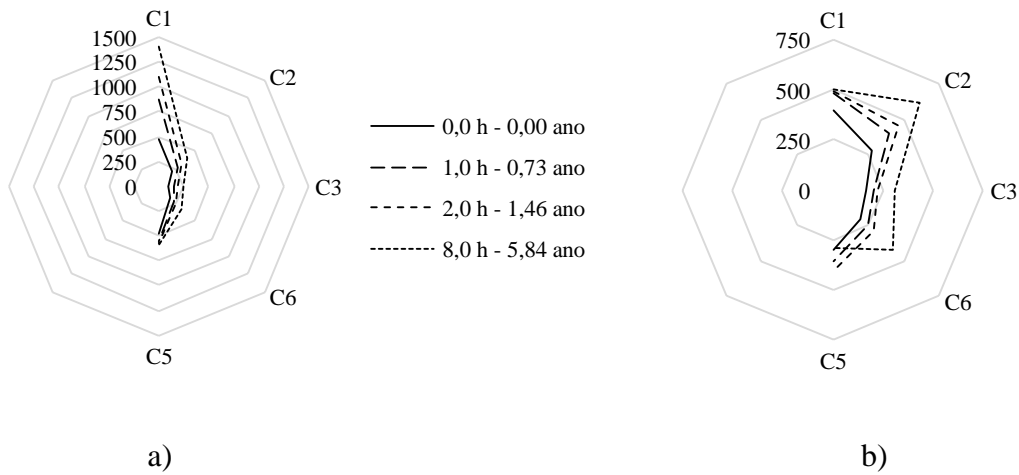


Figura 6.13. Variação da tensão total no suporte do túnel ao longo do tempo: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2.

A Figura 6.14 apresenta a distribuição das tensões totais normalizadas pela tensão inicial ao longo do perímetro do suporte do túnel para ambos os modelos, tendo como base as leituras de uma hora, duas horas e oito horas (0,73; 1,46 e 5,84 anos no protótipo) após o início do processo de drenagem. Pode-se observar que, no modelo com o túnel apoiado em estrato rígido (modelo N°1), a tensão total no teto do túnel (C1) aumentou consideravelmente quando comparada com as tensões medidas nos demais pontos. A carga adicional devido à drenagem, não é distribuída uniformemente sobre o suporte do túnel. Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe e Ariizumi (2005) também concluíram que a carga adicional no suporte do túnel, devido à drenagem, pode não estar uniformemente distribuída, resultando em um maior valor de tensão normalizada no topo (aproximadamente 1,5).

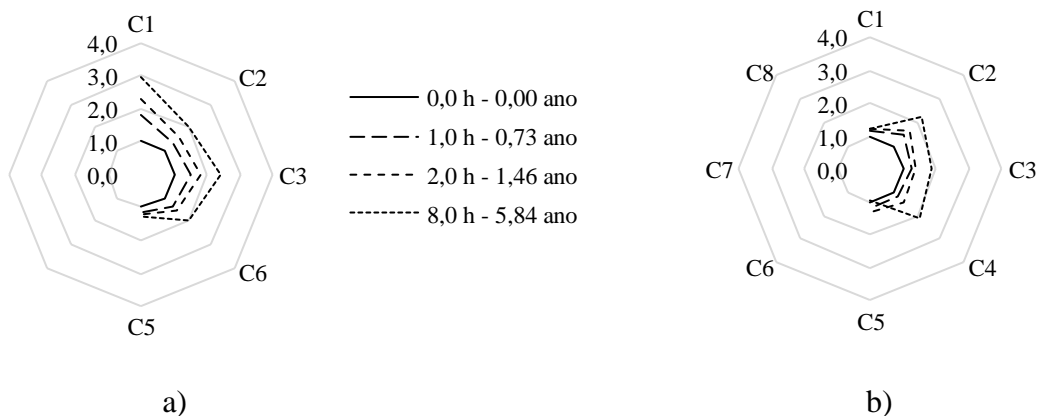


Figura 6.14. Variação da tensão total normalizada no suporte do túnel ao longo do tempo: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2.

Na Figura 6.15, é apresentada uma comparação das tensões totais normalizadas no suporte de ambos os modelos, tendo como referência as leituras de uma hora, duas horas e oito horas (0,73; 1,46 e 5,84 ano no protótipo) após o início do processo de drenagem. Pode-se observar que, no caso do modelo N°2, obteve-se valores de tensões inferiores ao modelo N°1, o que pode ser devido ao posicionamento dos túneis, dado que, no Modelo N° 1, o túnel encontra-se em maior profundidade. Observa-se, também, um descarregamento nas células C1 e C5 do modelo N°2 nas leituras de oito horas, o que pode ter ocorrido pelo fato do túnel no modelo N° 2 estar apoiado na camada de argila e, por isso, pode ter se descolado devido a menor resistência da camada argilosa.

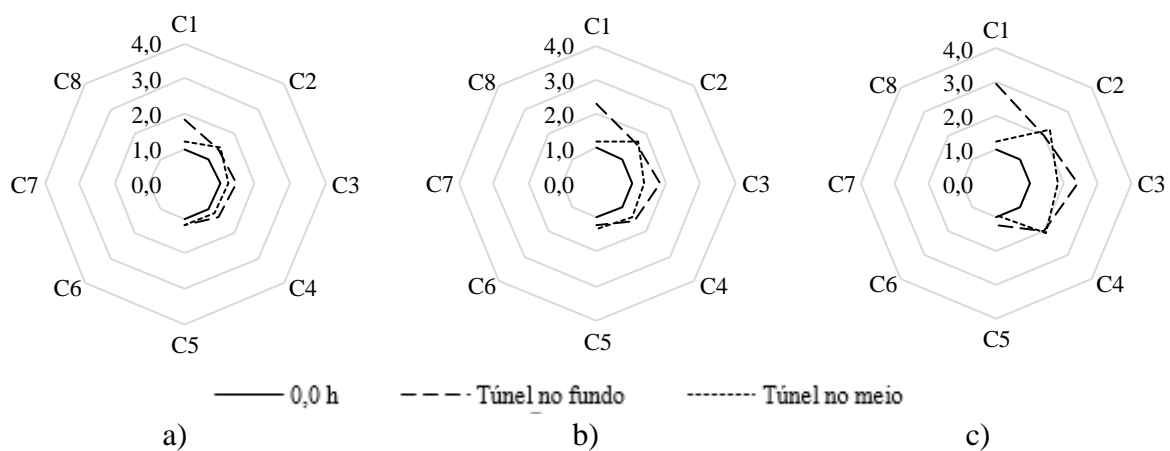


Figura 6.15. Comparação das tensões totais normalizadas medidas no suporte do túnel em ambos os modelos para: a) 1 h; b) 2 h; c) 8 h.

### 6.5. Variação da poropressão no suporte

Na Figura 6.16a, são apresentadas as poropressões medidas ao redor do túnel durante a etapa de drenagem do modelo N°2. Observam-se valores iniciais das poropressões correspondentes aos valores calculados em função da profundidade de cada piezômetro, *e.g.*, o valor inicial da poropressão antes da etapa de rebaixamento medida no piezômetro N°1 (localizado no teto do túnel) foi de aproximadamente 216 kPa e o valor calculado foi de 212 kPa. Os piezômetros colocados ao redor do túnel não apresentaram leituras adequadas durante o ensaio do modelo N°1 e, por isso, foram descartadas.

A Figura 6.16b apresenta a variação das poropressões (PPn) normalizadas pelos valores medidos imediatamente antes do início da drenagem (PP0), no modelo N° 2, pela raiz quadrada do tempo. Os resultados mostram que as poropressões foram dissipadas a uma taxa decrescente com o tempo. Após os 38 meses iniciais do rebaixamento piezométrico (5 horas de ensaio), aproximadamente 80% das poropressões registradas nos piezômetros já haviam sido dissipadas.



Este resultado indica que o suporte do túnel foi submetido a um rebaixamento piezométrico uniforme ao longo do tempo.

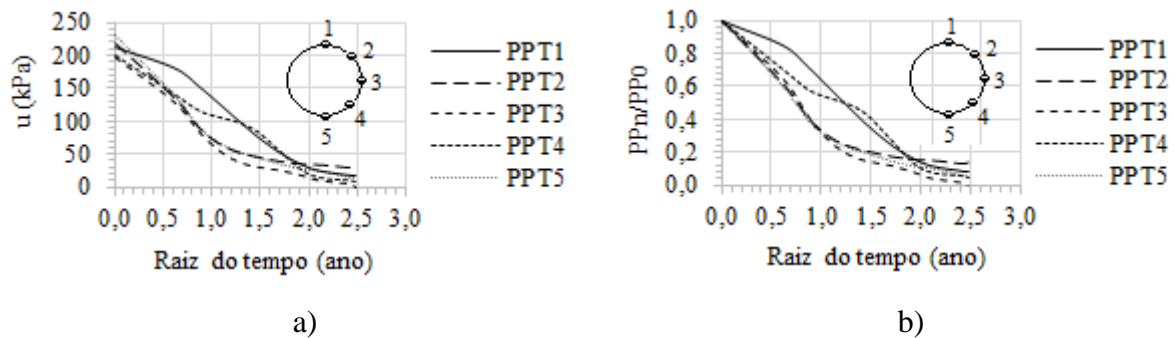


Figura 6.16. a) Rebaixamento da poropressão ao redor do tubo durante a etapa de drenagem; b) variação da poropressão normalizada pelo valor inicial em relação à raiz quadrada do tempo.

A distribuição das poropressões ao longo da seção transversal do suporte do túnel, no modelo N<sup>o</sup>2, é mostrada na Figura 6.17a, com base na leitura de seis anos (oito horas) após o início do processo de drenagem. Na Figura 6.17b, têm-se a distribuição das poropressões normalizadas pelas pressões iniciais em cada instrumento.

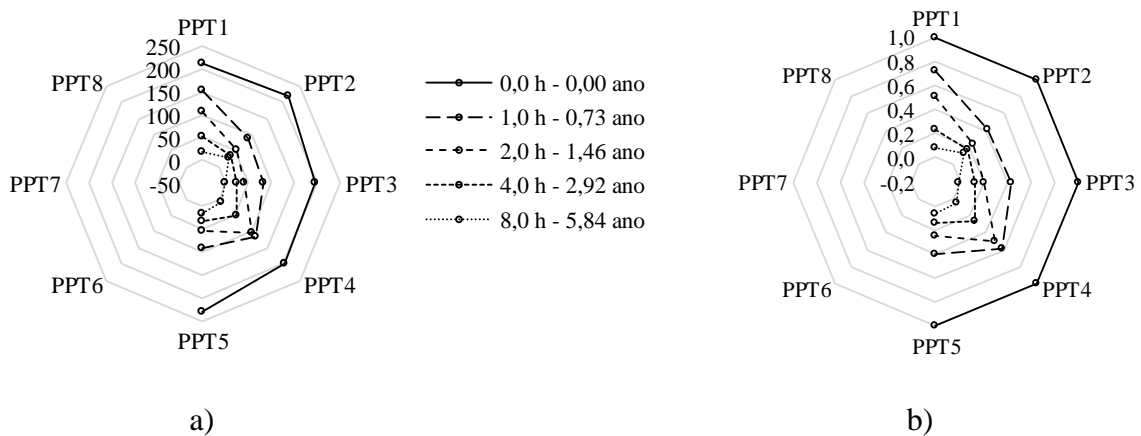


Figura 6.17. a) Rebaixamento piezométrico ao redor do túnel durante a etapa de drenagem no modelo N<sup>o</sup>2; b) decréscimo da poropressão ao redor do túnel normalizada pelo valor inicial.

### 6.6. Deformações desenvolvidas no suporte

As deformações desenvolvidas no suporte durante a etapa de rebaixamento piezométrico foram obtidas por meio dos *strain gauges* (SG) fixados em oito pontos ao longo do perímetro do tubo, conforme apresentado na Figura 5.9 do Item 5.5.1. Quando processadas as leituras, foi possível observar que as leituras registradas pelos *strain gauges* externos foram erráticas. Assim, optou-se por não incluir uma análise das respostas dos *strain gauges* externos, porém, as leituras registradas são apresentadas no Apêndice E. 5.7

Na Figura 6.18, são apresentados os valores das deformações desenvolvidas no suporte para ambos os modelos desde o início da etapa de drenagem (as deformações devido a esforços de compressão são indicadas com sinal negativo e as de tração com sinal positivo). No modelo N°1, não foi possível obter os resultados do *strain gauge* da posição N°5. Pode-se observar que todos os instrumentos mediram deformações positivas, exceto o N°3 e N°7, localizados na parede do túnel. A magnitude das deformações nos pontos N°2, 4, 6 e 8 foram menores que aquelas observadas no teto, no piso e nas paredes. Ma *et al.* (2010) obteve uma convergência vertical no túnel quando submetidos ao fenômeno do rebaixamento piezométrico, experimentando compressão (valor negativo) nas laterais e tração (valor positivo) no piso.

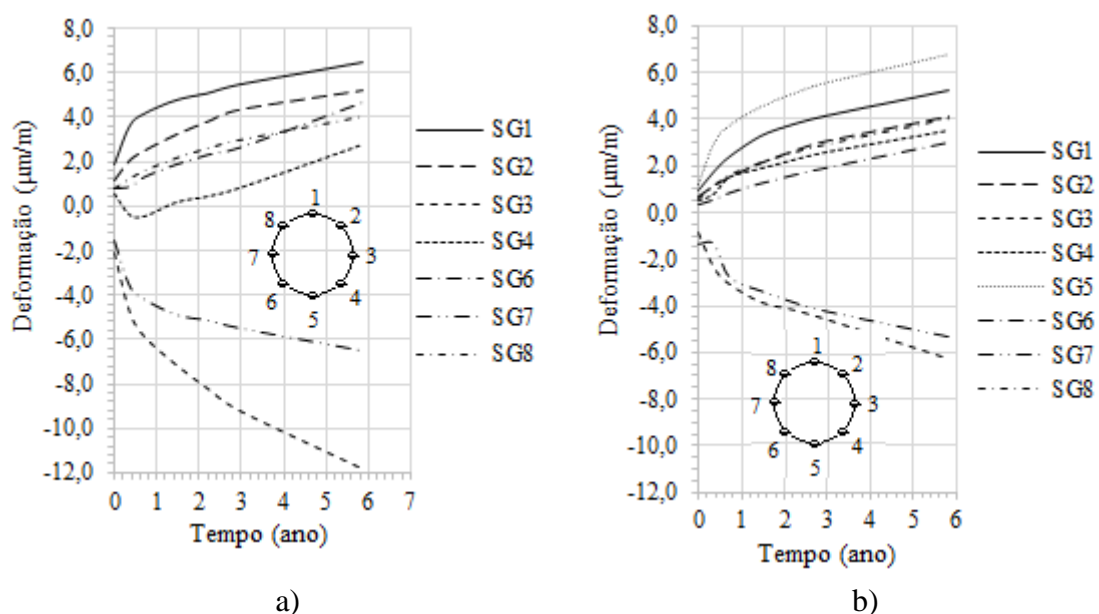


Figura 6.18. Magnitude das deformações sofridas pelo tubo durante a etapa de drenagem: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

A Figura 6.19 apresenta as deformações obtidas em diferentes pontos do tubo, normalizadas pela deformação inicial medida antes do início da etapa de drenagem para os dois modelos. Pode-se observar que, durante a etapa de rebaixamento piezométrico, os instrumentos registraram acréscimos de deformações em todos os pontos do suporte do túnel. Em ambos os modelos, verificou-se comportamentos similares nas deformações normalizadas, com exceção do ponto N°4 no modelo N°1 e do ponto N°6 e N°7 no modelo N°2. Além disso, percebe-se que, no modelo N°2, os acréscimos de deformações são maiores que no modelo N°1.

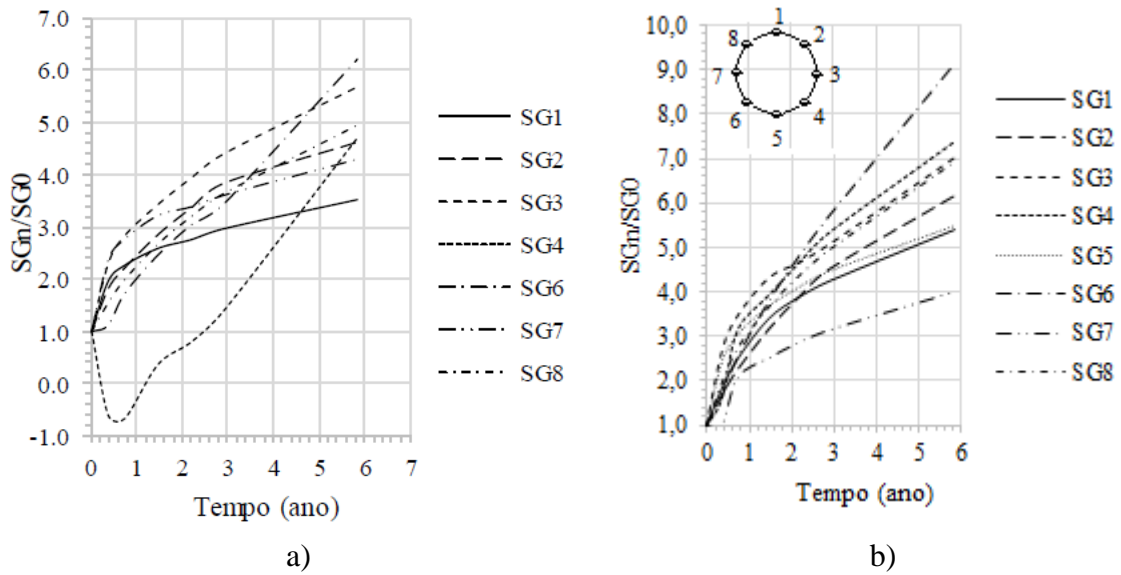


Figura 6.19. Deformações normalizadas pelo valor inicial vs tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

A distribuição das deformações ao longo da seção transversal do suporte do túnel é mostrada na Figura 6.20, com base nas leituras de zero, 2 e 8 horas após o início do processo de drenagem. Pode-se observar que o modelo com o túnel apoiado em estrato rígido (Modelo N°1) apresenta os maiores valores de deformações quando comparado com o modelo com o túnel no meio da camada de argila (Modelo N°2). Isto ocorre, pois, no caso do túnel apoiado na camada rígida de areia, o deslocamento é restrito, ao passo que, no modelo com o túnel no meio da camada de argila, este pode se deslocar.

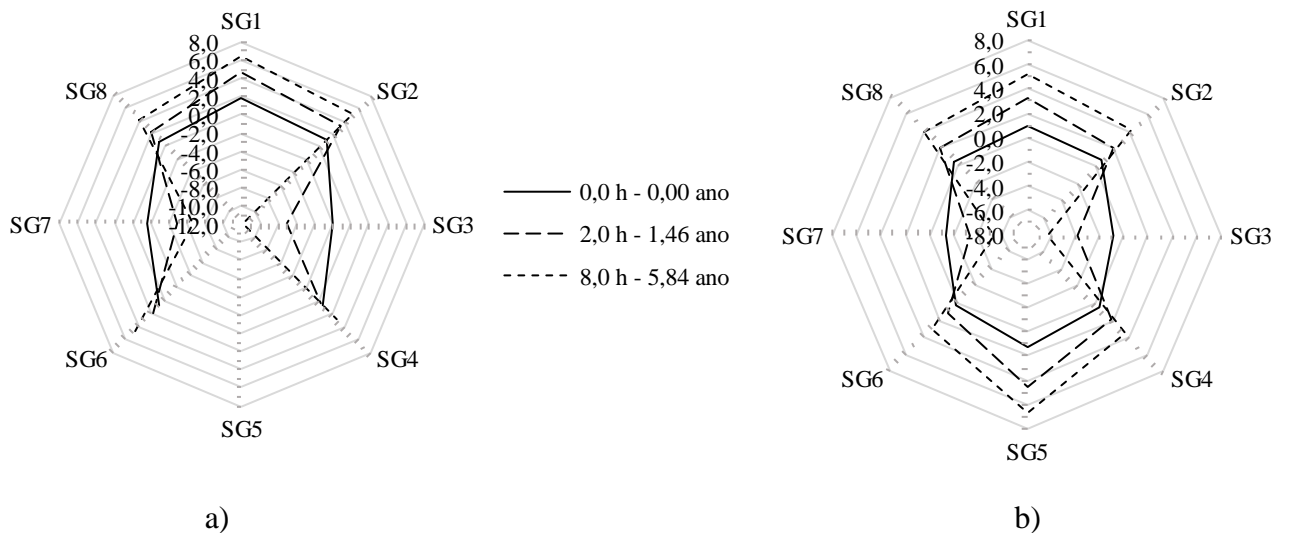


Figura 6.20. Deformação no suporte do túnel referente as leituras de zero, duas e oito horas: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2.

Na Figura 6.21, são apresentados os valores das deformações normalizadas pelas deformações iniciais ao longo da seção transversal do suporte do túnel, com referências às

leituras de zero, 2 e 8 horas após o início do processo de drenagem. Apesar do modelo N° 1 apresentar deformações iniciais maiores que o modelo N°2, os acréscimos de deformações registrados no modelo N°2 foram maiores.

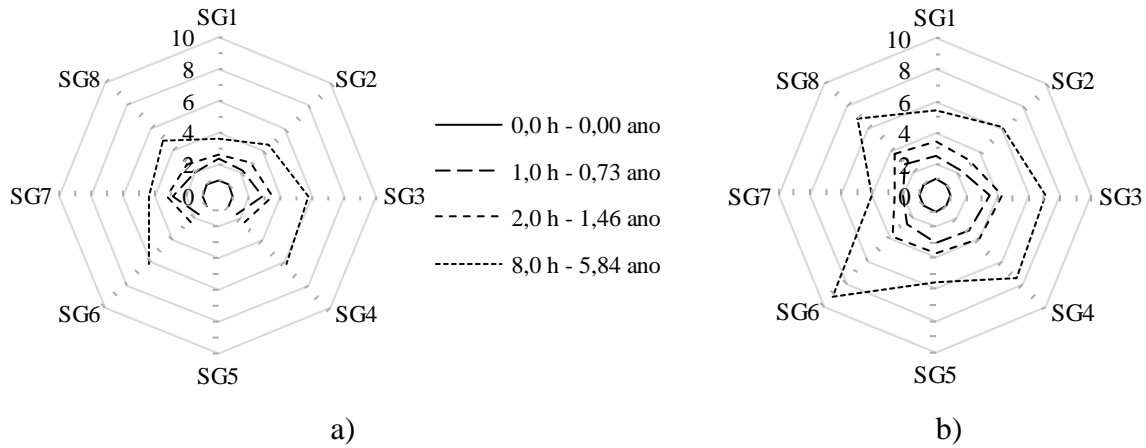


Figura 6.21. Valores de deformações normalizadas no suporte do túnel referentes as leituras de zero, uma, duas e oito horas: a) modelo N° 1; b) modelo N° 2.

### 6.7. Esforços no suporte do túnel

O momento e carga axial desenvolvidos na direção transversal do suporte do túnel, após o rebaixamento piezométrico, foram calculados conforme relatado em OMEGA (2000).

A deformação de momento ou flexão ( $\varepsilon_B$ ) obtida dos *strain gauges* é igual à tensão de momento ou flexão ( $O_B$ ) dividida pelo módulo de elasticidade de Young (E). A tensão de momento ou flexão é igual ao momento fletor ( $M_B$ ) dividido pelo módulo da seção (Z). O módulo de seção (Z) é uma propriedade da configuração da seção transversal do elemento. Para seções retangulares o módulo seccional é  $bh^2/6$ .

$$\varepsilon_B = O_B/E \quad (6.2)$$

$$O_B = M_B/Z \quad (6.3)$$

$$M_B = \varepsilon_B E b h^2 / 6 \quad (6.4)$$

Este procedimento, explicado anteriormente, foi utilizado por Huang et al. (2004) para calcular o momento fletor com base na deformação medida pelos *strain gauges* a partir da seguinte equação:

$$M = \frac{2E\varepsilon I}{t} \quad (6.5)$$

onde  $M$  é o momento fletor;  $E$  é o módulo de Young do material do modelo;  $\varepsilon$  é o valor de deformação medido na posição específica pelos *strain gauges*;  $I$  é o momento de inércia do suporte; e  $t$  é a espessura do suporte.

As leituras dos *strain gauges* também podem ser usadas para determinar as cargas axiais ( $F_{axial}$ ) atuante no suporte de tuneis (Omega, 2000). A deformação axial medida pelos *strain gauges* é igual à tensão axial dividida pelo Módulo de Young. Onde a tensão axial ( $O_A$ ) é igual à carga axial dividida pela área da seção transversal (Área por comprimento unitário  $1/N$ ). A área da seção transversal do retângulo é igual ao produto entre a largura e o comprimento.

$$\varepsilon_A = O_A/E \quad (6.6)$$

$$O_A = F_A/A \quad (6.7)$$

$$F_{axial} = E\varepsilon_A bh \quad (6.8)$$

Nas Figuras 6.22 e 6.23, são apresentadas as variações do momento e da força axial ao longo do tempo, para os casos N°1 e N°2, respetivamente. A convenção adotada aqui é que a deformação de compressão é negativa e a de tração é positiva. Pode-se observar que a parede está sujeita a compressão, enquanto o teto, o piso e outros pontos estão sujeitos à tração. A magnitude da tensão nos pontos N°2, 4, 6 e 8 é significativamente menor do que no teto, no piso e nas paredes.

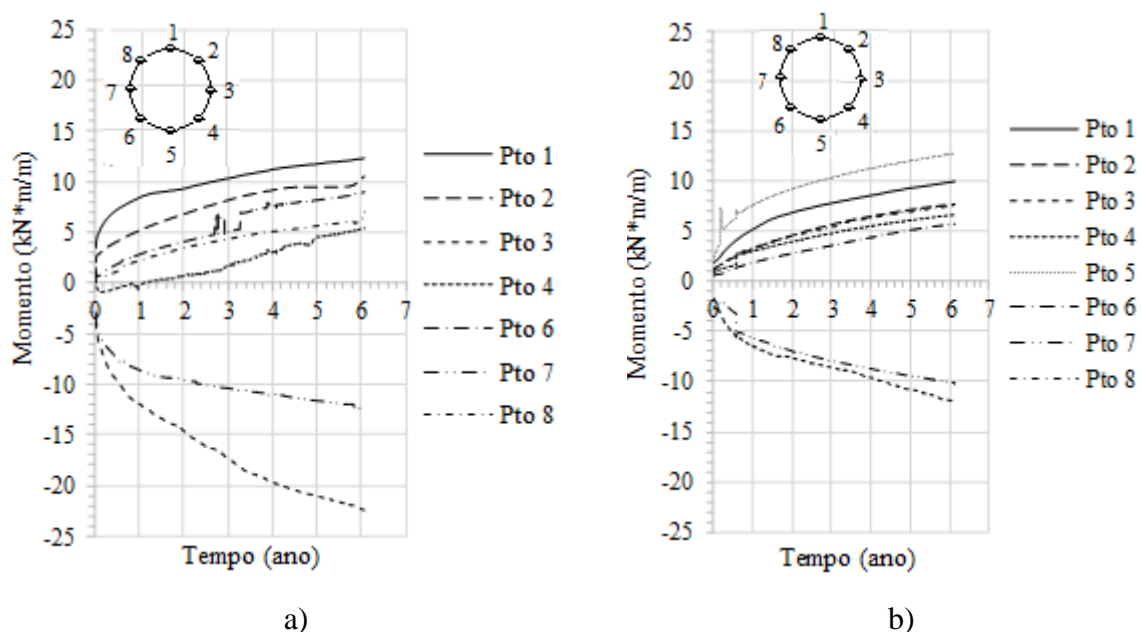


Figura 6.22. Variação do momento com o tempo: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

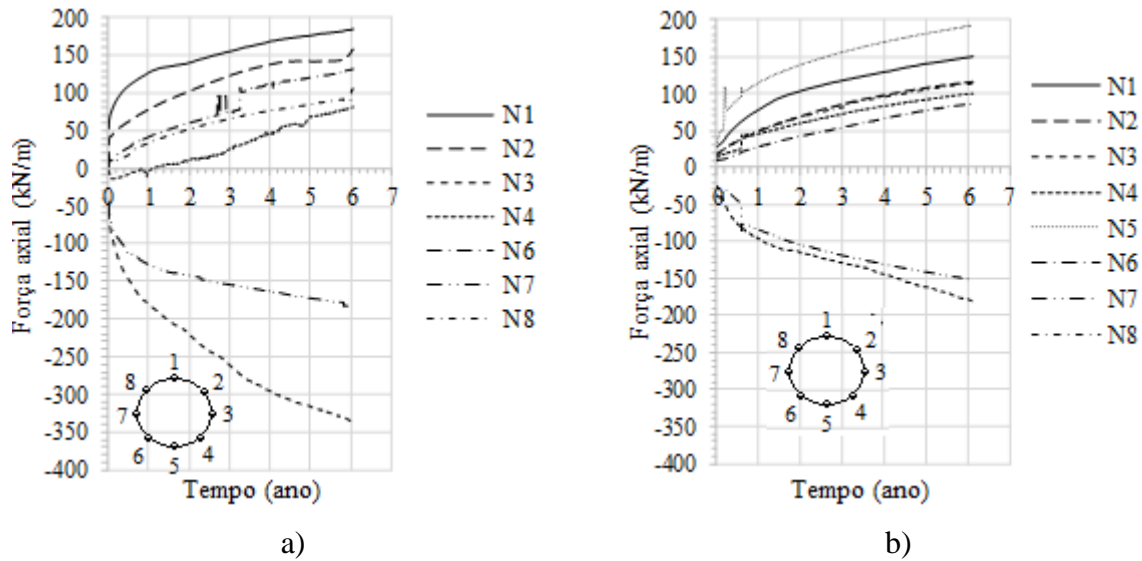


Figura 6.23. Variação da força axial com o tempo: a) modelo N<sup>o</sup>1; b) modelo N<sup>o</sup>2.

A distribuição de momentos e força axial induzida pelo abatimento piezométrico ao longo da seção transversal do suporte do túnel é mostrada na Figura 6.24 e na Figura 6.25, respectivamente, com base nas leituras de zero, 2 e 8 horas após o início do processo de drenagem. Pode-se observar que o modelo com o túnel apoiado em estrato rígido (Modelo N<sup>o</sup>1) apresenta os maiores valores de momento quando comparado com o modelo com o túnel no meio da camada de argila (Modelo N<sup>o</sup>2). Isso ocorre, pois, no caso do túnel apoiado na camada rígida de areia, o deslocamento é restrito, enquanto, no modelo com o túnel no meio da camada de argila, este pode-se deslocar.

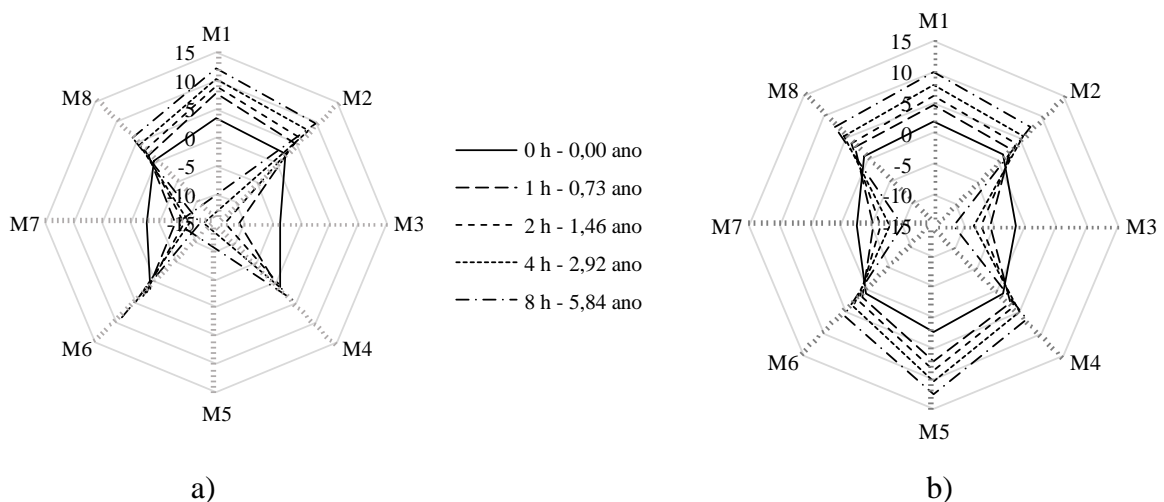


Figura 6.24. Momento fletor transversal no suporte do túnel referente as leituras de zero, uma, duas, quatro e oito horas: a) modelo N<sup>o</sup> 1; b) modelo N<sup>o</sup> 2.

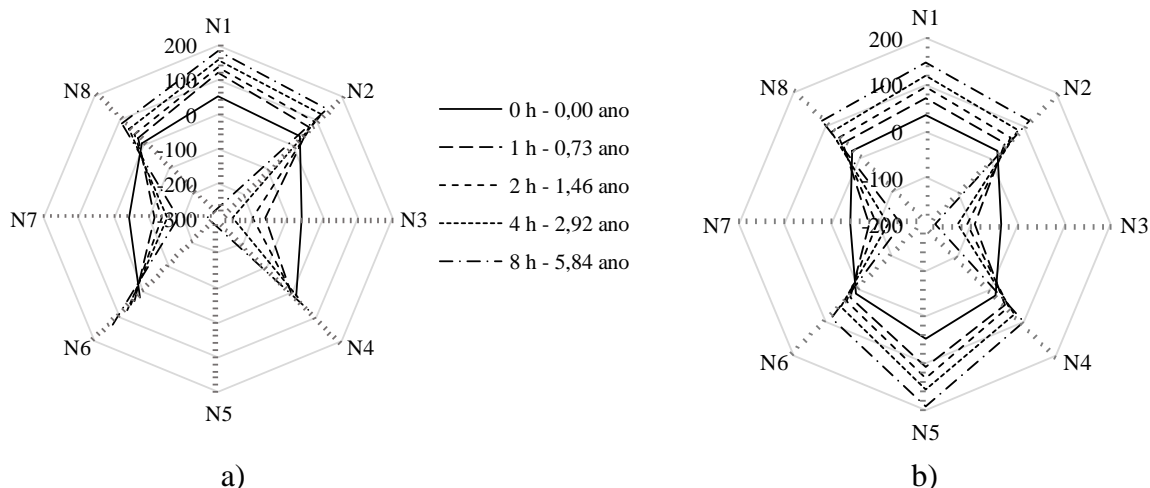


Figura 6.25. Força axial induzida pelo abatimento piezométrico ao redor do tubo: a) modelo N°1; b) modelo N°2.

A Figura 6.26 apresenta uma comparação entre os momentos e esforço axial no teto e na parede do túnel no caso dos modelos N°1 e N°2. Após o abatimento piezométrico, obteve-se um momento máximo no teto, sendo 10,00 kN.m no modelo N°2 e, 12,26 kN.m, no modelo N°1. Na parede, obteve-se um aumento no momento de 10,10 para 12,26 kN.m no modelo N°2. O esforço axial no teto do modelo N°2 foi de 149,40 kN e, no modelo N°1, foi de 183,85 kN, totalizando um aumento de 34,45 kN. Na parede, o esforço axial foi de 151,50 kN e 183,84 kN no modelos N°2 e N°1, respectivamente, o que corresponde a um aumento de 32,32 kN. Pode-se observar que a magnitude dos valores de momento e esforço axial no teto e parede são muito parecidos.

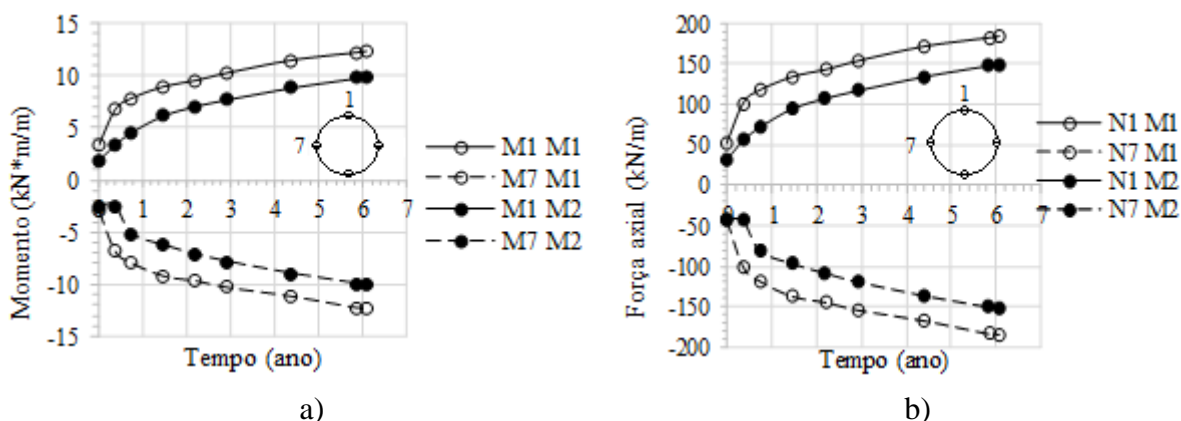


Figura 6.26. Aumento do momento (a) e a força axial (b) no teto e parede do túnel.

### 6.8. Convergência vertical

Nas Figuras 6.27 e 6.28, é apresentada a convergência vertical do suporte do túnel para o modelo N°1. No modelo N°2, não foi possível obter as leituras da convergência vertical. Pode-se observar uma tendência ao aumento no diâmetro horizontal e uma diminuição no

diâmetro vertical. A convergência vertical total foi de 0,88 mm no modelo, equivalente a 70,5 mm no protótipo, dos quais 68 mm aconteceram antes do início da drenagem e 2,5 mm foram registrados nos seis primeiros anos do rebaixamento piezométrico.

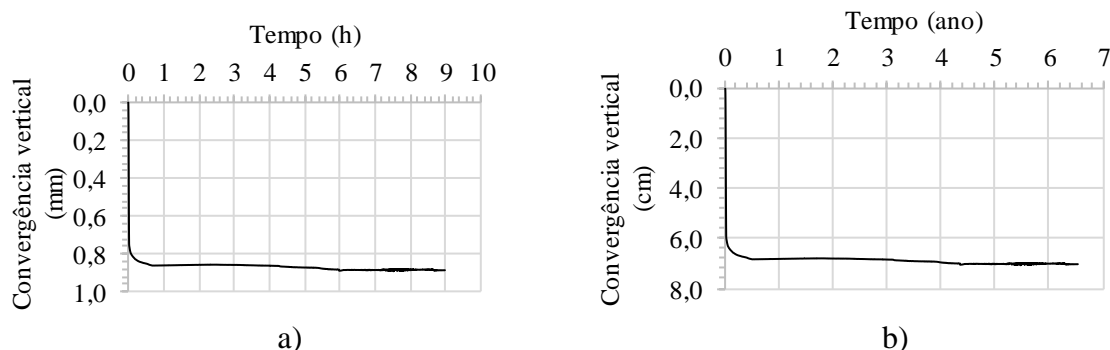


Figura 6.27. Convergência vertical no modelo N°1 ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo.

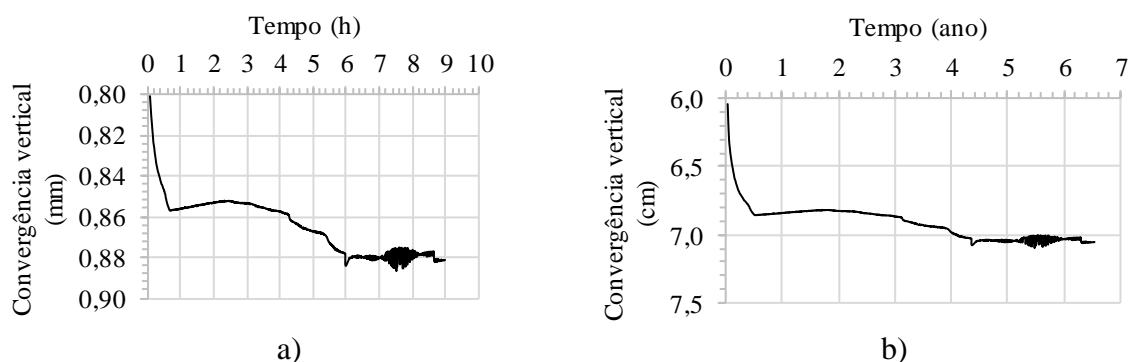


Figura 6.28. Zoom da convergência vertical no modelo N°1 induzida pelo rebaixamento piezométrico ao longo do tempo: a) modelo; b) protótipo.

## 7. CONCLUSÕES

A presente pesquisa teve como objetivo avaliar a interação solo-suporte de túneis construídos em solo mole em processo de adensamento por meio de dois modelos físicos em centrífuga geotécnica. Ademais, almejava-se que os resultados obtidos servissem de ponto de partida para validar modelos numéricos e metodologias para a análise deste tipo de problemas. Os resultados obtidos foram utilizados para examinar as tensões totais atuantes no suporte, os esforços, a convergência e as deformações desenvolvidas ao longo do processo de adensamento, assim como os recalques superficiais por rebaixamento piezométrico e as mudanças nas poropressões ao longo do perfil geotécnico e em volta do túnel. Para modelar o solo mole, foi proposto, ensaiado e calibrado um solo diatomáceo reconstituído no laboratório, visando reduzir o tempo de adensamento no ensaio em centrífuga e permitir simular, na centrífuga



geotécnica, o comportamento da resistência drenada e da compressibilidade de solos moles saturados.

Com base nos resultados e análises desta pesquisa, pode-se concluir:

- 1- A curva de compressibilidade obtida da mistura 50K-50TD foi semelhante à curva das argilas reconstituídas do Vale de Bogotá. A adição de TD ao caulim aumentou o limite de liquidez, a compressibilidade e o índice de vazios da mistura, diminuiu o peso específico e a massa específica dos grãos, e aumentou o ângulo de atrito efetivo do solo. No entanto, a mistura imita o comportamento de compressibilidade da maioria dos solos moles em depósitos lacustres ou marinhos, em todo o mundo;
- 2- A maior contribuição da adição de TD ao caulim para seu uso em modelos que utilizam a centrífuga consiste no aumento do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), o que contribui na redução do tempo de ensaio. De acordo com os resultados do ensaio de adensamento, a adição de 50% de TD aumenta em 3,8 vezes o valor do  $c_v$ , portanto, obtém-se uma redução de até 23% no tempo;
- 3- A obtenção do perfil de tensões efetivas, mediante a técnica do adensamento unidimensional a 1g (fora do campo gravitacional da centrífuga), permitiu obter um perfil satisfatório, de forma simples e em tempo compatível com a pesquisa. Muitas vezes, a centrífuga tem um tempo de voo limitado que não permite obter o perfil de tensões efetivas do solo durante o voo, como no caso desta pesquisa;
- 4- Utilizando o método de diferenças finitas para a equação de adensamento unidimensional, três cenários foram analisados para o modelo de centrífuga, submetido a um abatimento total da poropressão. Para o cenário M1/100K, obteve-se um tempo de adensamento de 49 horas para  $U = 90\%$ ; os valores para M2/100K e M2/50K-50TD foram de 16 horas e 4 horas, respectivamente. Ou seja, redução de 67% e 92% em relação ao M1/100K, respectivamente. Assim, para M2/50K-50TD, 9 horas são suficientes para dissipar totalmente o excesso de poropressão, sendo este o tempo máximo de operação contínua diária permitida da centrífuga, conforme determinam os regulamentos da universidade;
- 5- Os ensaios na centrífuga foram realizados considerando a configuração M2/50K-50TD. Os valores de poropressão obtidos dos piezômetros mostram que o modelo reproduz satisfatoriamente as condições hidrostáticas iniciais e o perfil de abatimento da poropressão para diferentes intervalos de tempo. Os transdutores LVDT confirmam que os recalques superficiais se estabilizam aproximadamente após seis horas, o que indica que o excesso de poropressão gerado foi quase dissipado. Assim, a metodologia aqui apresentada possibilitou

simular satisfatoriamente as condições piezométricas requeridas para esta investigação e a mistura de solo proposta (50K-50TD) possibilitou realizar o ensaio no tempo máximo permitido de operação diária contínua (9 horas);

- 6- Os valores de resistência não drenada do solo, obtidos por ensaio de palheta, aumentaram linearmente com a profundidade. A relação entre a resistência não drenada média ( $S_u$ ) e a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ) nos modelos apresentou uma variação de 0,15 até 0,26, sendo estes resultados um pouco menores que os valores encontrados na literatura para ensaios em depósitos naturais de argilas;
- 7- Embora os PPTs em miniatura sejam geralmente calibrados usando métodos convencionais, o procedimento explicado aqui utilizando a centrifuga geotécnica pode ser utilizado como uma calibração adicional, o que pode fornecer resultados mais precisos. Esta técnica não substitui os métodos tradicionais de calibração, mas os complementa. A vantagem deste procedimento de calibração é que os PPTs são saturados e calibrados quase imediatamente antes do ensaio na centrífuga, replicando as condições exatas de teste nas quais os PPTs são cobertos com o solo de teste. Além disso, qualquer possível vazamento no sistema pode ser localizado e reparado durante este procedimento de calibração. Sendo assim, aconselha-se que, antes de iniciar o ensaio na centrífuga, sejam feitos voos a diferentes gravidades (inferiores à gravidade do ensaio) para registrar as leituras de poropressão e, assim, utilizar os dados para a calibração;
- 8- De forma geral, foram obtidos resultados satisfatórios que evidenciam o rebaixamento piezométrico durante a etapa de drenagem. Em ambos os modelos, os valores da poropressão inicial medidos pelos piezômetros inseridos na massa de solo foram muito próximos à linha teórica e diminuíram com o tempo, após o início da etapa de drenagem. Os dados obtidos pelos LVDTs confirmaram que os recalques superficiais se estabilizaram aproximadamente após 6 horas, indicando que o excesso de poropressão gerado foi quase dissipado. Assim, a metodologia apresentada nos permite simular satisfatoriamente as condições piezométricas necessárias na investigação;
- 9- As poropressões registradas nos piezômetros inseridos no suporte do túnel do modelo N°2 dissiparam a uma taxa decrescente com o tempo. Após os 38 meses iniciais do rebaixamento piezométrico (5 horas do ensaio), aproximadamente 80% das poropressões evidenciadas nesses piezômetros foram dissipadas. Estes resultados indicam que o suporte do túnel foi submetido a um rebaixamento piezométrico uniforme ao longo do tempo;

- 10- Os resultados mostraram tendências no desenvolvimento de cargas adicionais no suporte do túnel durante o abatimento piezométrico. Para análises de longo prazo, o aumento das tensões totais deve ser considerado no projeto estrutural dos suportes de túneis construídos em argila mole;
- 11- A carga adicional, devido à drenagem, pode não ser distribuída uniformemente sobre o suporte do túnel, apresentando maior acréscimo de tensões na parte superior. Esta distribuição de tensões totais verticais e horizontais induz esforços de flexão no suporte do túnel, o que evolui ao longo do tempo;
- 12- As superfícies interiores do suporte, inferior e superior, são expostas a rachaduras provocadas por esforços de tração.
- 13- Comparando os dois modelos, pode-se concluir que a carga adicional foi maior no caso do túnel apoiado na camada rígida. Os maiores valores de deformação foram registrados no modelo com o túnel apoiado em estrato rígido (Modelo N°1), pois a camada rígida de areia restringe o deslocamento. Além disso, neste modelo, o túnel encontrava-se em maior profundidade. Já no modelo com o túnel inserido no meio da camada de argila, maiores deslocamentos são permitidos em função da menor rigidez dessa camada. No entanto, os maiores acréscimos de deformação foram obtidos no modelo N°2;
- 14- No modelo N°1, foi obtida uma convergência vertical total de 70,5 mm no protótipo, dos quais 68 mm aconteceram antes do início do rebaixamento piezométrico e 2,5 mm aconteceram durante 6 anos (8,2 horas no modelo) do rebaixamento piezométrico;
- 15- O efeito do rebaixamento piezométrico também se manifestou em deslocamentos superficiais adicionais ao longo do tempo (subsidência). Ambos os modelos apresentaram valores de subsidência muito próximos. A superfície do solo no modelo N°1 apresentou deslocamento de, aproximadamente, 73 cm (9,0 mm no modelo) após 6 anos de rebaixamento piezométrico (8,2 horas no modelo). Já no modelo N°2, o deslocamento foi de 75 cm (9,4 mm no modelo). A maior taxa de deslocamento foi obtida nas primeiras 1,5 horas (1,2 anos no protótipo) da etapa de rebaixamento piezométrico, o que corresponde a aproximadamente 55% do adensamento.

## **8. SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

- 1- A calibração do modelo deve ser realizada após a fixação de todos *strain gauges* no tubo. Para calibrar os *strain gauges*, o tubo deve ser colocado entre dois suportes e deve ser aplicada uma carga que provoque uma deformação, simulando um ensaio a compressão diametral em uma prensa hidráulica. O deslocamento vertical, a carga aplicada e a

deformação dos *strain gauges* devem ser medidas. A leitura de cada transdutor é registrada pelo adquiridor de dados.

- 2- Para obter o fator de calibração de cada transdutor, a leitura deve ser correlacionada com o momento fletor calculado no suporte do túnel por meio de análise numérica. A geometria do túnel, as condições de apoio e de carregamento na análise numérica devem ser idênticas às da calibração. O suporte do túnel pode ser modelado adotando elementos bidimensionais tipo *plate* ou elementos tridimensionais. Assim, o fator de calibração de cada transdutor pode ser obtido.
- 3- Embora os PPTs em miniatura sejam geralmente calibrados usando métodos convencionais, se recomenda usar o procedimento explicado aqui utilizando os voos prévios ao ensaio na centrífuga geotécnica. Esta técnica não substitui os métodos tradicionais de calibração, mas os complementa constituindo uma calibração adicional que pode fornecer resultados mais precisos. A vantagem deste procedimento de calibração é que os PPTs são saturados e calibrados quase imediatamente antes do ensaio na centrífuga, replicando as condições exatas de teste nas quais os PPTs são cobertos com o solo de teste. Além disso, qualquer possível vazamento no sistema pode ser localizado e reparado durante este procedimento de calibração. Sendo assim, aconselha-se que, antes de iniciar o ensaio na centrífuga, sejam feitos voos a diferentes gravidades (inferiores à gravidade do ensaio) para registrar as leituras de poropressão e, assim, utilizar os dados para a calibração;
- 4- Realizar ensaios em centrífuga com análise de imagens para obter a magnitude do deslocamento vertical do túnel e dos deslocamentos da massa de solo ao redor do túnel.
- 5- Recomenda-se realizar e validar um modelo numérico em elementos finitos que permita reproduzir o comportamento do túnel para as condições analisadas no modelo físico, utilizando os resultados da instrumentação e os parâmetros do solo diatomáceo obtidos e calibrados para o modelo HS.
- 6- Com o modelo numérico validado, analisar as possíveis mudanças nas tensões atuantes no suporte do túnel durante o rebaixamento piezométrico, bem como as deformações e os deslocamentos desenvolvidos, considerando a influência:
  - a) do processo de colocação do túnel;
  - b) da rigidez do suporte; e
  - c) do diâmetro do túnel.

## 9. BIBLIOGRAFIA

- ABNT, (2014). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – NBR 6118. Rio de Janeiro, RJ, 238p.
- ABNT (2016). Solo – Análise Granulométrica – NBR 7181. Rio de Janeiro, RJ, 12 p.
- ABNT (2016). Solo – Determinação do Limite de Liquidez – NBR 6459. Rio de Janeiro, RJ, 5 p.
- ABNT (2016). Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – NBR 7180. Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- ABNT (2016). Solo – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica – NBR 6458. Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- ABNT (2015). Solo – Ensaio de adensamento unidimensional – NBR 12007. Rio de Janeiro, RJ, 15 p.
- ABNT (1995). Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante - Método de ensaio – NBR 13292. Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- ASTM D4767-4 (2004). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. 13 p.
- Abidin, H.Z., Andreas, H., Gumilar, I. and Brinkman, J.J. (2015). Study on the risk and impacts of land subsidence in Jakarta. Proc. IAHS, 372, 115–120. Proc-iahs.net/372/115/2015/ doi:10.5194/piahs-372-115-2015
- Addenbrooke, T. (1996). Numerical analysis of tunneling in stiff clays. PhD Thesis. University of London, 368p.
- AGROPULI (2019). “Tierra de diatomeas”. Ficha Técnica, Cota, Cundinamarca, Bogotá, 5p.
- Alarcón, J., Rodríguez-Rebolledo, J.F., Buriticá, J. & Caicedo, B. (2021). Validation of a 3D numerical model for pile draft systems founded in soft soils undergoing regional subsidence. Soils and Rocks, 44: 1-15.
- Alberro, J. (1983). Presiones de roca en túneles e interacción roca-revestimiento. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Alberro, J. & Hernández, R. (1989). Efecto del flujo de agua en el contorno de túneles. Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 517.
- Alberro, J., & Hernández, R. (1992). Génesis de las grietas de Tensión en el Valle de México. El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, (Sesión II).
- Almeida, M.S.S. & Parry, R.H.G. (1983). Studies of vane and penetrometer tests during centrifuge flight. Technical Report No. TR142, Cambridge University, Engineering Department, UK.

- Almeida, M., Marques, M. & Futai, M. (2005). Theoretical and practical concepts to assess the behaviour of Rio de Janeiro clays. *Fund. Eng. Difficult Soft Soil Conditions*, XVI th ISSMGE Conference, 36: 43 – 55.
- Arenaldi-Perisic, G., Ovalle, C., Barrios, A. (2019). Compressibility and creep of a diatomaceous soil. *Engineering Geology*, 258. DOI: 10.1016/j.enggeo.2019.105145
- Ariizumi, T., Igarashi, H., Kaneko, Sh., Nagatani, H., Yamazaki, T. & Kusakabe, O. (2005). Centrifuge modelling of long-term load acting on a tunnel fixed in space on soft clay.
- Assis, A.P. (2015). Notas de aula da disciplina: Obras Subterrâneas. Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Auvinet, G. y Rodríguez-Rebolledo, J.F. (2010). Análisis, diseño, construcción y comportamiento de obras subterráneas en suelos. XXV Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Vol. 1, Acapulco: 33-42.
- Auvinet, G., Rodríguez, J. F., & Rangel, J. L. (2010). Construction of deep tunnel shafts in Mexico city soft clays by the flotation method. *Acta Geotechnica*, 5(1), 63–68. <https://doi.org/10.1007/s11440-010-0115-2>
- Auvinet G., Méndez E. and Juárez M. (2017). Recent information on Mexico City subsidence. *Proc. 19th Int. Conf. Soil Mech. and Geotech. Eng., Seoul*, 3295-3298.
- Bardet, J. P. 1997. *Experimental Soil Mechanics*. New Jersey: Prentice Hall.
- Barratt, D. A., O'Reilly, M. P. & Temporal, J. (1994). Long-term measurements of loads on tunnel linings in overconsolidated clay. *Tunnelling '94*, 469-481.
- Bjerrum, L. and Simons, N.E. (1960). Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. *Proc. of research conference on shear strength of cohesive soils*, Boulder, Colorado, pp771-724.
- Bobet, A. (2001). Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE Vol. 127 (12): 1258–1266.
- Brinkgreve, R.B.J., & Vermeer, P. A. (1998). *Plaxis 2D V 7, 5-1*, Delft University of Technology & Plaxis b.v.
- Brinkgreve R., Engin E., Swolfs W., (2014). *Reference manual*. Delft, Netherlands.
- Buckley, S.M., Rosen, P.A., Hensley S. and Tapley, B.D. (2003). Land subsidence in Houston, Texas, measured by radar interferometry and constrained by extensometers. *Journal of Geophysical Research*, 108(B11), 2542, doi:10.1029/2002JB001848.
- Burland, J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Geotechnique*, 40(3): 329- 378.
- Cabral, J.J., Dos Santos, S.M. e Filho, I.D. (2006). Bombeamento intensivo de água subterrânea e riscos de subsidência do solo. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 11: 147–157.
- Caicedo, B., Velázquez, R. & Monroy, J. (2003). Modelación física en centrífuga. III Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras, Bogotá, Colombia, 31p.

- Caicedo, B., Mendoza, C.C., Lopez, F., Lizcano, A. (2018). Behaviour of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(2): 367-79.
- Caicedo, B., Mendoza, C.C., Lizcano, A., Lopez, F. (2019). Some contributions to mechanical behaviors of lacustrine deposit in Bogotá, Colombia. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.12.016>.
- Cárdenas, D.C (2017). Análise Numérica da interação de estruturas subterrâneas em solos moles em processo de adensamento, estudo de caso: Usina de Bombeamento “Casa Colorada”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117 p.
- Chen, M.P., Juang, J., Ladd, J. (1993). Physical properties, compressional wave velocity and consolidation characteristics of slope sediments Townsville trough, Northeast Australia. In: *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, 133: 625-32.
- Chen, C.T., Hu, J.C., Lu, C.Y., Lee, J.C. and Chan, Y.C. (2007). Thirty-year land elevation changes from subsidence to uplift following the termination of groundwater pumping and its geological implications in the Metropolitan Taipei Basin, Northern Taiwan. *Engineering Geology*, 95: 30 – 47.
- Coutinho, R. e Oliveira, J. (2005). Behaviour of the Recife soft clays. *Fund. Eng. Difficult Soft Soil Conditions*, XVI th ISSMGE Conference, 36: 57 – 85.
- Coutinho, R.Q. e Bello, M.I.M.C.V. (2014). Geotechnical characterization of Suape soft clays, Brazil. *Soils and Rocks*, 37(3): 257–276.
- Cui, Z.D., Yang, J.Q. and Yuan, L. (2015). Land subsidence caused by the interaction of high-rise buildings in soft soil areas. *Natural Hazards*, 79(2): 1199-1217.
- Curtis, D.J. (1976). Discussion on the Circular Tunnel in Elastic Ground. *Géotechnique*, Vol. 26, No. 1: 231-237.
- Dang, V.K., Doubre, C., Weber, C., Gourmelen, N. and Masson, F. (2014). Recent land subsidence caused by the rapid urban development in the Hanoi region (Vietnam) using ALOS InSAR data. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 14, 657–674. doi:10.5194/nhess-14-657-2014
- Díaz-Rodríguez, J. A., Leroueil, S. & Alemán, J. D. (1992). “Yielding of Mexico City clay and other natural clays.” *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 118 (7): 981-995.
- Díaz-Rodríguez, J. A., Lozano-Santa Cruz, R., Davila- Alcocer, V.M., Vallejo, E. & Girón, P. (1998). Physical, chemical, and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspective. *Canadian Geotechnical Journal* 35(4): 600-610.
- Díaz-Rodríguez, J. A., and Santamarina J. C. (2001). Mexico City soil behavior at different strains: Observations and physical interpretation. *J. Geotech. Geoenviron.*, 127 (9): 783-789. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:9\(783\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:9(783)).
- Díaz Rodríguez, J. A. (2003). Characterization and engineering properties of Mexico City lacustrine soils, in *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Balkema Publishers, Vol. 1, 725-755.
- Díaz-Rodríguez, J.A. (2011). Diatomaceous soils: monotonic behavior. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*. Seoul, Korea.

- Díaz-Rodríguez, J. A. & González-Rodríguez, R. (2013). Influence of diatom microfossils on soil compressibility. In Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- Díaz-Rodríguez, J.A. (2014). Comportamiento monotónico de suelos diatomáceos. *Revista Geotecnia*. SMIG. 233: 20-24.
- Dingle, H.R.C., White, D.J. & Gaudin, C. (2008). Mechanisms of pipe embedment and lateral breakout on soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 45: 636–652.
- Dos Santos, S.M. (2005). Investigações metodológicas do monitoramento da subsidência do solo devido à extração de água subterrânea. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, PE, 231p.
- Duncan, J.M. & Chang, C.M. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM5): 1629-1653.
- ENGEGRAUT. (2015). Obras portuárias recentes, soft soil group.
- Equihua, L.N. (2000). Túneles en suelos blandos con hundimiento regional. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. División de Estudios de Posgrado, UNAM
- Evans, T.M. and Moug, D. (2020). Diatomaceous soils: a less than cromulent engineering material. *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 62. Springer, Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-15-2184-3\\_92](https://doi.org/10.1007/978-981-15-2184-3_92)
- Farjeat, E. y Delgado, S. (1988). Diseño de dovelas para túneles del metro alojadas en arcillas compresibles de la Ciudad de México. *Tunnels and Water*, Serrando (ed), Balkema, Rotterdam: 117-135.
- FEUERJ. (2008). Compressibilidade e Adensamento (PGECIV).
- Figueroa, G. E. (1996). La consolidación total unidimensional de los suelos saturados y su aplicación a los hundimientos ocasionados por bombeo. Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.
- Flores, F.A. (2010). Análisis del comportamiento estático de túneles excavados en suelos blandos. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- Garzón, L.X., Caicedo, B., Sánchez-Silva and Phoon, K.K. (2015). Physical modeling of soil uncertainty. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 15(1): 19-34.
- Garzón, L.X. (2019). Physical modeling of soil spatial variability: application of shallow foundation. PhD Thesis. Civil Engineer and Environmental Department. Universidad de los Andes, Colombia, 143p.
- Hagiwara, T., Grant, R.J., Calvillo, M. & Taylor, R.N. (1999). The effect of overlying strata on the distribution of ground movements induced by tunneling in clay. *Soils and Foundations*, 39(3): 63–73.
- Hartman, D. A. (2012). Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 153p.



- Hejazi, Y., Dias, D., Kastner, R., (2008). Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotech.* 3 (4), 251–258.
- Hernández, G. (2014). Análisis estructural de túnel dovelado con juntas inelásticas entre dovelas. Tesis de Maestría en Estructura, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, DF, 68 p.
- Hodder, M.S. & Cassidy, M.J. (2010). A plasticity model for predicting the vertical and lateral behaviour of pipelines in clay soils. *Géotechnique*, 60(4): 247–263.
- Holler, P.R. (1992). Consolidation characteristics and permeabilities of sediments from the Japan Sea. In: *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, 127/128: 1123-33.
- Horikoshi and Randolph (1996). Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay. *Géotechnique*, 46(4): 741-752.
- Hu, H.J.E., Leung, C.F., Chow, Y.K. & Palmer, A. C. (2011). Centrifuge modelling of SCR vertical motion at touchdown zone. *Ocean Engineering*, 3: 888-899.
- Ishii, M., Kuramochi, F. and Endo T. (1976). Recent tendencies of the land subsidence in Tokyo. Publication n°121 of the International Association of Hydrological Sciences. *Proceedings of the Anaheim Symposium*.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *Proc. ECSMF, Wiesbaden*, 1: 19-25.
- Janin, J.P., Dias, D., Emeriault, F., Kastner, R., Le Bissonnais, H. & Guilloux, A. (2015). Numerical back-analysis of the southern Toulon tunnel measurements: A comparison of 3D and 2D approaches. *Engineering Geology* 195:42–52.
- Jeanjean, P. (2009). Re-assessment of P-Y curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modeling. In: *Offshore Technology Offshore, OTC 20158, Texas*, pp. 1-23.
- JGS 0523 (2000). Method for Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Soils.
- Juárez, H. (2012). Procedimiento de construcción de las dovelas para el TEO. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, DF, 103 p.
- Kempfert, H. & Gebreselassie, B. (2006). *Excavations and foundations in soft soils*. Springer, Heidelberg, 523 p.
- Kenney (1959). Discussion, *Proc. ASCE*, 85 (SM3), 67-79.
- Kim, H. & Eisenstein, Z. (2006). Prediction of tunnel lining loads using correction factors. *Eng. Geol.* 85 (34), 302–312.
- Kirsch (1898). Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure*, Vol. 42: 797–807.
- Kochen, R. (2005). Túneis imersos para travessias subaquáticas, principais aspectos geotécnicos e construtivos. *Eng. Túneis*, : 95–98.
- Kog, Y.C. (2016). Centrifuge tests of axially loaded piles in consolidating soil. *Geotechnical Engineering*, 169(1): 15-24.

- Kondner, R.L. (1963). Hyperbolic stress–strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 89(SM1): 115–143.
- Kusakabe, O. & Ariizumi, T. (2005). Physical and numerical modeling of long-term load on a tunnel in soft clay. *Geomechanics II: Testing, modeling, and simulation*, pp 390-406.
- Kwon, T.H., Lee, K.R., Cho, G.C., Lee, J.Y. (2011). Geotechnical properties of deep oceanic sediments recovered from the hydrate occurrence regions in the Ulleung basin, east sea, offshore Korea. *Marine Petroleum Geology*, 28 (10):1870-83.
- Laboratorio de Geoinformática (2009). Instituto de Ingeniería, UNAM, <http://pumas.iingen.unam.mx/geoinformatica/index.html>
- Ladd, J., Moran, K., Kroon, D., Jarrad, R., Chen, M., Palmer-Julson, A., Gleen, C. (1993). Porosity variation and consolidation on the Northeastern Australian margin. In: *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, 133: 617-23.
- León-García, I., Aguilar-Tellez, M.A., Martínez, A.R. e Pereyra, J.A. (2012). Análisis geotécnico – estructural y diseño del revestimiento primario y definitivo del Túnel Emisor Oriente. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.
- Leung, C., Liao, B., Chow, Y., Shen, R. & Kog, Y. (2004). Behavior of pile subject to negative skin friction and axial load. *Soils and Foundations*. 44(6):17-26.
- Lima, P.E. (1988). Behaviour of footings for offshore structures under combined loads. Doctoral Dissertation. University of Oxford, Oxford, 260 p.
- Lo, K. Y. & Morin, J. P. (1972). Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 9(3): 261-277.
- Lv, Y., Ng, C.W.W., Lam, S.Y., Liu, H. & Ma, L.J. (2017). Geometric effects on piles in consolidating ground: centrifuge and numerical modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(9): 1-13.
- Ma, X.F., Yu, L., Soga, K. & Laver, R. (2010). Centrifuge modelling on long-term behaviour of tunnels in transitional ground. *Proceedings of the 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, pp 569-574.
- Mair, R.J. (1979). Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay. Ph.D. Thesis. Cambridge University, Engineering Department, UK.
- Mair, R.J. (2008). Tunneling and geotechnics: new horizons. *Géotechnique*, 58(9): 695-736.
- Madabhushi, G. (2014). Centrifuge modelling for civil engineers. 324p.
- Marsal, R. J., e Mazari, M. (1992). Desarrollo de la Mecánica de Suelos en la Ciudad de México. El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, 3–24.
- McKillop, A.K., Moran, K., Jarrett, K., Farrell, J., Murray, D. (1995). Consolidation properties of Equatorial Pacific Ocean sediments and their relationship to stress history and offsets in the leg 138 composite depth sections. In: *Proceedings of the Ocean Drilling Program, Scientific Results*, 138: 357-69.
- Mesri, G., Rokhsar, A., & Bohor, B.F. (1975). Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay. *Géotechnique*, 25 (3): 527-554.

- Mesri, G. (1989). A reevaluation of  $S_{u(mob)} = 0.22\sigma'_p$  using laboratory shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), 162-164.
- Morgan, H. (1961). "A contribution to the analysis of stress in a circular tunnel". *Géotechnique*, Vol. 11: 3746.
- Murayama, S. (1970). Land Subsidence in Osaka, In: *Proceedings of The Tokyo Symposium on Land Subsidence*, Vol 1, International Association of Scientific Hydrology and UNESCO, Tokyo, pp. 105-130.
- Murillo, R. (1992). Sobreexplotación del acuífero de la cuenca del valle de México: Efectos y Alternativas. El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones, (Sesión II), 109–120.
- Murillo, C. (2006). Geotechnical characterization with centrifuge of unsaturated soils multilayers embankments via superficial waves. (In Spanish). Dissertation. Engineering Department. Universidad de Los Andes. Bogotá, 223 p.
- Muylaert, L. (2016). Caracterização geotécnica de um depósito de solo mole em área de baixada localizada em Macaé-RJ. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro.
- Ng, C.W.W., Shi, C., Gunawan, A. & Laloui, L. (2014). Centrifuge modelling of energy piles subjected to heating and cooling cycles in clay. *Géotechnique Letters*, 4: 310–316.
- NOAO. (2002). Understanding Subsidence. The Hartford Loss Control Department. Technical Information Paper Series, United States, 6p.
- Núñez, C. (1996a). El Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México. XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 161–165.
- Núñez, C. (1996b). Hundimiento del subsuelo de la ciudad de México. XVIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 99–102.
- Oliveira (2005). Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo estrutura. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, JR, 335p.
- OMEGA (2000). Complete Pressure, Strain, and Force Measurement Handbook and Encyclopedia. Omega Engineering Inc., Stamford, CT.
- Ovalle, C., Arenaldi-Perisic, G., Barrios, A. (2019). Compressibility and dynamic properties of diatomaceous soils from Mejillones, Chile. XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE), Cancun, México, 294-302.
- Ovando, E., Rodríguez-Rebolledo, J.F. and Valderrama, Y.V. (2020). Geotechnical Characteristics of Natural and Reconstituted Lacustrine Mexico City Clays. *Geotechnical and Geological Engineering*. 9.
- Palmeira, E. (2015). Resistência ao cisalhamento dos solos. Curso de Pós-graduação em Geotecnia. Universidade de Brasília, Apostilha de aulas.
- Patricia, A. (2013). Catedral Metropolitana, hundimiento y rescate. (E. N. Sánchez, Org.) (I). México, D.F: ISBN: 978-607-02-4647-0.
- Peck, R. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. *Proceeding Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, Mexico, 225–290.

- Pedreira, A.L., Bastos, C., Dias, C., Schnaid, F. e Fagundes, D. (2008). Investigação geotécnica das argilas moles de Rio Grande, Rio Grande do Sul (January): 1409–1415.
- Pérez-León R.F., Rodríguez-Rebolledo J.F. and Caicedo B. (2022). Stiffness and strength parameters for the Hardening Soil modelo f a reconstituted diatomaceous soil. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1: 1-21. doi:10.1080/19648189.2022.2051077
- Phien-wej, N., Giao, P.H. & Nutalaya, P. (2006). Land subsidence in Bangkok, Thailand. *Engineering Geology*, 82: 187–201. doi:10.1016/j.enggeo.2005.10.004
- Phillips, R. (1988). Centrifugal lateral pile tests in clay: Tasks 2 & 3. A report to Exxon Product Research Corporation by Lynxvale Ltd., Cambridge, UK.
- Pires, A.C.G (2017). Proteção de tubulações enterradas contra sobrecargas com utilização de geossintéticos. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 117 p.
- Rajasekaran, G. (2006). Influence of microfossils and pyrites on the behaviour of oceanbed sediments. *Ocean Engineering*, 33: 517-529.
- Rammah, K.L., Oliveira, J.R.M.S, Almeida, M.C.F, Almeida, M.S.S. & Borges, R.G. (2014). Centrifuge modelling of a buried pipeline below an embankment. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 14(4): 116-127.
- Rebolledo, J.F.; León, R.F. & Camapum de Carvalho, J. (2019). Obtaining the mechanical parameters for the Hardening Soil model of tropical soils in the city of Brasília. *Soils and Rocks*, 42(1):61-74, DOI: 10.28927/SR.421061
- Rincón, C.L. & Rodríguez, E. (2001). Centrifuge Physical Modeling of a Wall without Anchors in a Soft Clay (In Spanish). Tesis de Maestría en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Bogotá D. C. Colombia, 129 p.
- Rincón, E.R. (2016). Análise experimental do comportamento de sistemas radier estaqueado em solos moles em processos de adensamento. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-119/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 237 p.
- Rincón, E.R., Cunha, R.P. & Caicedo, B. (2019). Analysis of settlements in Piled Raft Systems founded in soft soil under consolidation process. *Can. Geotech. J.*
- Ríos, A. (2009). Procedimiento de excavación con escudo para la construcción del tunel Emisor Oriente. Tesis de Maestría en Construcción, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, DF, 127 p.
- Rodolfo, K. (2014). On the geological hazards that threaten existing and proposed reclamations of Manila Bay. *Philippine Science Letters*, 7(1): 228-240.
- Rodríguez, J. F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México. Tesis de Doctorado en Geotecnia. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rodríguez-Rebolledo, J.F., Auvinet, G., Aguiar, M.A e Pereyra, J.A. (2012). Análisis y diseño del revestimiento definitivo de túneles en suelos blandos. 2º Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca.

- Rodríguez, J.F., Auvinet, G. & Vázquez, F. (2013). Design of tunnel lining in consolidating soft soils. Proceedings of the 18th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 1765–1768.
- Rodríguez-Rebolledo J.F., Auvinet G. and Martínez-Carvajal H.E. (2015). Settlement analysis of friction piles in consolidating soft soils. *DYNA* 82(192), 211-220. DOI: 10.15446/dyna.v82n192.47752
- Rodríguez-Rebolledo J.F., Pérez-León R.F., Camapum de Carvalho J. (2019). Obtaining the mechanical parameters for the Hardening Soil model of tropical soils in the city of Brasilia. *Soils & Rocks*, 42: 61-74. doi:10.28927/SR.421061
- Rodríguez-Rincón E., Cunha R.P. and Caicedo B. 2020. Analysis of settlements in Piled Raft Systems founded in soft soil under consolidation process. *Canadian Geotechnical Journal* 57, 537-548. DOI: dx.doi.org/10.1139/cgj-2018-0702.
- Santoyo, E. (2008). Historia y actualidad del hundimiento regional de la Ciudad de México, 1–6.
- Schmitter, J.J. (2016). Túneles en suelos blandos (experiencias en la Ciudad de México). Grupo Visión Prospectiva México 2030, Ciudad de México, 175.
- Sharma, J.S. & Bolton, M.D. (2001). Centrifugal and numerical modelling of reinforced embankments on soft clay installed with wick drains. *Geotextiles and Geomembranes*, 19: 23-44.
- Shin, J.H., Addenbrooke, T.L e Potts, D.M. (2001). A numerical study of the effect of ground water movement on long-term tunnel behavior. *Géotechnique* 52(6): 391-403.
- Shiwakoti, D.R., Tanaka, H., Tanaka, M. e Locat, J. (2002). Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils. *Soils and Foundations*, 42(3): 1-17.
- Silva, W.J., Jahn, R., Menezes, M. (2012). Diatoms from Brazil: the taxa recorded by Christian Gottfried Ehrenberg. *PhytoKeys*, 18: 19-37. doi: 10.3897/phytokeys.18.3653
- Surarak, Ch., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E. & Guan, H., (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 52(4): 682-697.
- Széchy K. (1971). The art of tunneling. Kajima Institute Publishing (Japanese translation).
- Tanaka, H. (2000). Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen. *Soils and Foundations*, 40(4): 57-74.
- Tanaka, H. and Locat, J. (1999). A microstructural investigation of Osaka Bay Clay: the impact of microfossils on its mechanical behavior. *Can. Geotech. J.*, 36: 493-508.
- Tamez, E., Rangel, J.L. & Holguín, E. (1997). Diseño geotécnico de túneles. Ciudad de México, México, 336p.
- Taylor, R. N. (1995). *Geotechnical Centrifuge Technology*. Blackie Academic & Professional. London, United Kingdom, 307p.
- Thaher, M. and Jessberger, H. L. (1991). The behavior of pile-raft foundation, investigated in centrifuge model tests. *Centrifuge 91, ISME, Rotterdam, Germany*: 225-234.
- Torres V., Vandenberghe J. and Hooghiemstra H. (2005). An environmental reconstruction of the sediment infill of the Basin of Bogotá (Colombia) during the last 3 million years from

- abiotic and biotic proxies. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*; 226(1-2):127-48.
- Tran, T. V., Teramoto, S., Kimura, M., Boonyatee, T., & Vinh, L. B. (2012b). Effect of ground subsidence on load sharing and settlement of raft and piled raft foundations. *World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 6(2), 120-127.
- Trejo, P. (2015). Soil-pipe cyclic interaction in soft clay: physical modeling in centrifuge (In Portuguese). Dissertation. Universidade Federal de Rio de Janeiro, 299p.
- Tschebotarioff, G.P. (1979). *Foundations, Retaining and Earth Structures*. Mc Graw Hill, 2<sup>nd</sup> edition, United State of America, pp304-306.
- Wiemer, G., and Kopf, A. (2017). Influence of diatom microfossils on sediment shear strength and slope stability. *Geochem. Geophys. Geosyst.*, 18: 333–345, <https://doi.org/10.1002/2016GC006568>.
- Wood, M. (1975). The circular tunnel in elastic ground. *Géotechnique*, No. 1, pp 115-127.
- Yakamoto, S. (1995). Recent trend of land subsidence in Japan. *Land Subsidence (Proceedings of the Fifth International Symposium on Land Subsidence, The Hague)*. IAHS Publ. no. 234, 1995
- Zaldívar, S.F., Rodríguez-Rebolledo, J.F. y Auvinet, G. (2012). Esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel considerando el "efecto burbuja". 2º Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca, Ciudad de México.
- Zaldívar, S. (2013). Metodología para el análisis y diseño de conexiones Túnel-Lumbrera y Túnel-Túnel en Suelos blandos sometidos a hundimiento regional. Tesis de maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, DF.
- Zhang, C., White, D. & Randolph, M. (2011). Centrifuge modeling of the cyclic lateral response of a rigid pile in soft clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 137: 717-729.
- Zemba, S. (2011a). Diseño y Construcción de Lumbreras en Suelos Blandos por el procedimiento de los Anillos Prefabricados. Tesis de Maestría en Geotecnia, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, DF.
- Zemva, S. (2011b). Recomendaciones para establecer el sello en la conexión del tubo incado con la Lumbrera de Rejillas y para el Relleno de las Cavernas formadas por erosión interna del material de subsuelo. México, D.F.
- Zhao, Ch., Alimardani, L.A., Barciaga, T., Kämper, Ch., Mark, P. & Schanz, T. (2017). Prediction of tunnel lining forces and deformations using analytical and numerical solutions. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 64(2): 164-176.
- Zhen-Dong, C. and Ya-Jie J., (2017). Physical Model Test of Layered Soil Subsidence Considering Dual Effects of Building Load and Groundwater Withdrawal. *Arabian Journal for Science and Engineering*, DOI 10.1007/s13369-017-2716-7.



## APÊNDICE A – Ensaio de compressão diametral no tubo de alumínio

Foi ensaiado um tubo de alumínio de 7,5 cm de diâmetro externo, 4,85 mm de espessura e 120 mm de comprimento em uma prensa hidráulica (Figura A.1) até atingir uma força de 3 kN, mantendo velocidade constante de 0,2 mm/min. Para obter os deslocamentos verticais (no teto), foi colocado um medidor de deslocamento a laser (Optex CD22-35VM12) com alcance de  $35 \text{ mm} \pm 15 \text{ mm}$  (Figura A.2). A carga aplicada foi medida por uma célula de carga instalada na prensa.

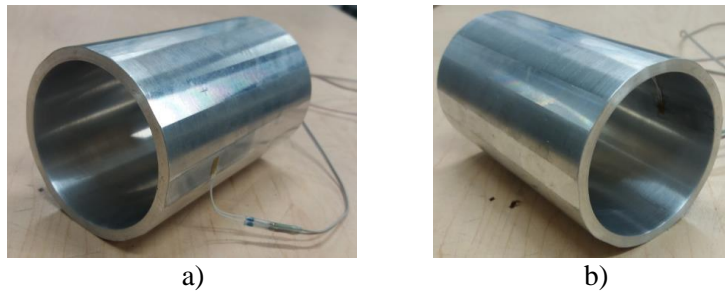


Figura A.1. Tubo de alumínio com dois *strain gauges* instalados. a) na parede externa; b) na parede interior.



Figura A.2. Medidor de deslocamento a laser, Optex CD22-35VM12 com alcance de  $35 \text{ mm} \pm 15 \text{ mm}$ .

A Figura A.3a apresenta as principais dimensões e a configuração típica do ensaio de modo a garantir as condições de deformação plana. Extensômetros elétricos ou *strain gauges* miniatura (Omega KFG-2N-120-C1-11L1M2R) foram instalados (Figura A.4), um na parede externa do tubo e o outro na parede interna, para obter o momento fletor e a força axial nesses pontos durante o ensaio. A posição da instrumentação no tubo é indicada na Figura A.3b. Os dados de todos os instrumentos foram adquiridos por um sistema de aquisição conectado a um computador.



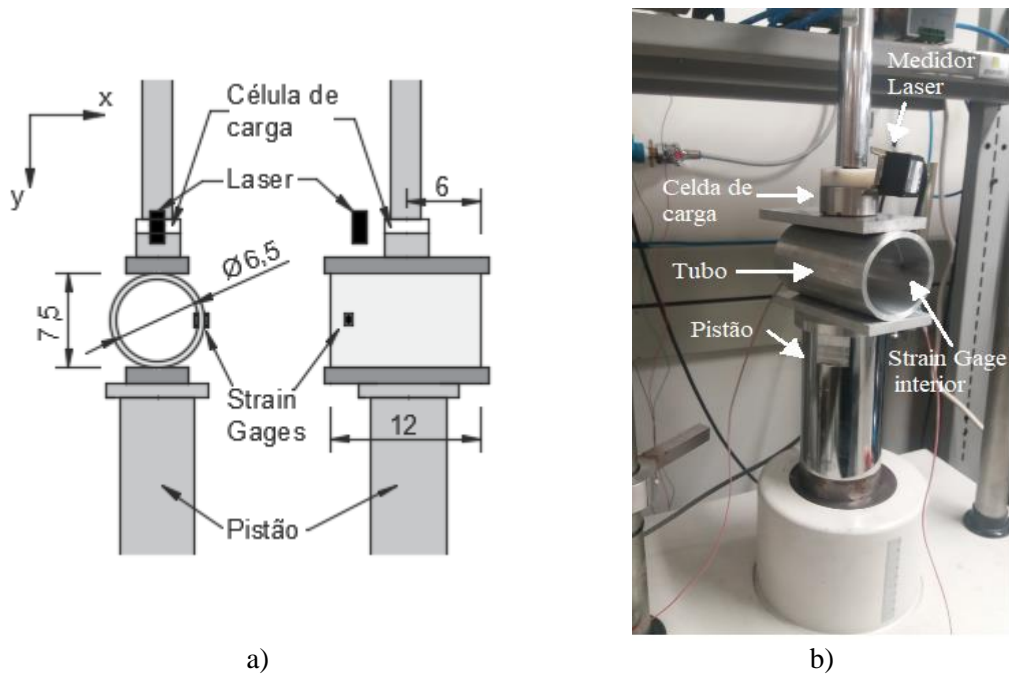


Figura A.3. Ensaio de resistência à compressão diametral no tubo de alumínio. a) Esquema do ensaio; b) Montagem do ensaio.

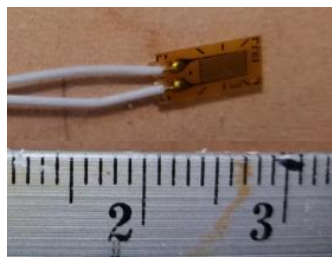
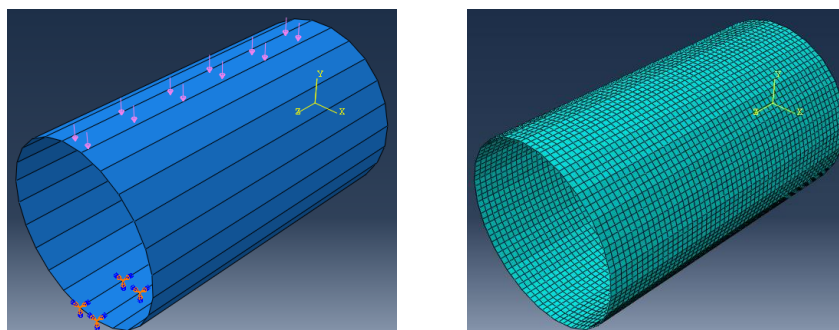


Figura A.4. *Strain gauge* miniatura, Omega KFG-2N-120-C1-11L1M2R.

Foi realizada análise tridimensional pelo método dos elementos finitos (MEF), utilizando o software ABAQUS. No modelo foram utilizados elementos “*shell*”, tipo S8R (Figura A.5). Nas análises, o modelo elástico linear foi adotado para modelar o alumínio, considerando módulo de elasticidade ( $E$ ) de 70 GPa e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,33. Como condição de contorno, todos os graus de liberdade na face inferior do tubo foram restringidos. Na face superior (topo) do tubo foi aplicada uma força máxima de 3 kN.



a) b)  
 Figura A.5. Modelagem da resistência à compressão do tubo de alumínio no ABAQUS. a) Modelo tridimensional; b) Malha.

De modo a avaliar a influência da densidade da malha no modelo definido, foram realizadas análises, tendo como variável de controle o deslocamento vertical no topo do cilindro. Conforme apresentado na Figura A.6, uma malha com 5088 elementos, com 2,27 mm de tamanho, é suficiente para obter resultados precisos. O tempo de execução para essa densidade de malha foi de 32 segundos em um computador de oito Gigabytes de memória RAM e processador Intel® Core™ i5-4200U CPU @ 1.60 GHz 2.30 GHz.

Tamanho dos elementos	Quantidade de elementos	Desloc. vertical (mm)	Tempo (min)
4.55	1248	0.2288	0:19
2.275	5088	0.2309	0:32
1.1375	20160	0.2310	1:34

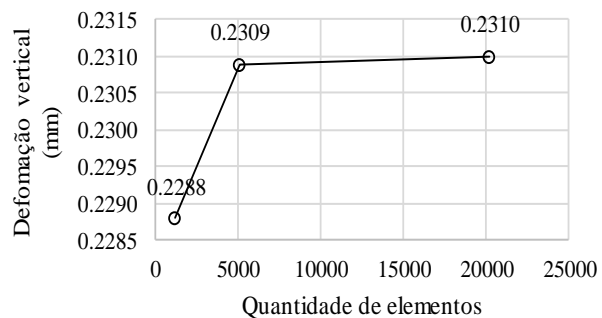


Figura A.6. Influência da densidade de malha no modelo com elementos tipo *shell*, utilizando como variável de controle o deslocamento vertical ( $U_2$ ).

Adicionalmente, foi realizada análise bidimensional, também pelo MEF, utilizando o código Plaxis 2D. A modelagem da geometria do tubo foi feita com elementos tipo *plate* (Figura A.7) de 4,85mm de espessura, adotando o modelo elástico linear para o material ( $E$  de 70 GPa e  $\nu$  de 0,33). No software, foi inserida rigidez axial ( $EA$ ) de 340 MN/m e rigidez à flexão ( $EI$ ) de 0,665 kNm<sup>2</sup>/m. Na base do tubo, foi estabelecida a condição de contorno embutida e, no topo, foi aplicado um carregamento de 300 kg.

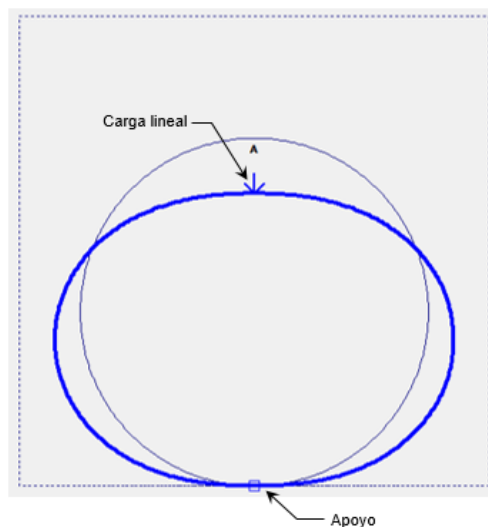


Figura A.7. Modelo numérico do anel de alumínio no PLAXIS 2D.

Na Figura A.8, são apresentados os resultados do deslocamento vertical no topo do tubo para o ensaio de compressão diametral no laboratório e para os modelos numéricos desenvolvidos. Pode-se observar que os resultados encontrados foram muito próximos.

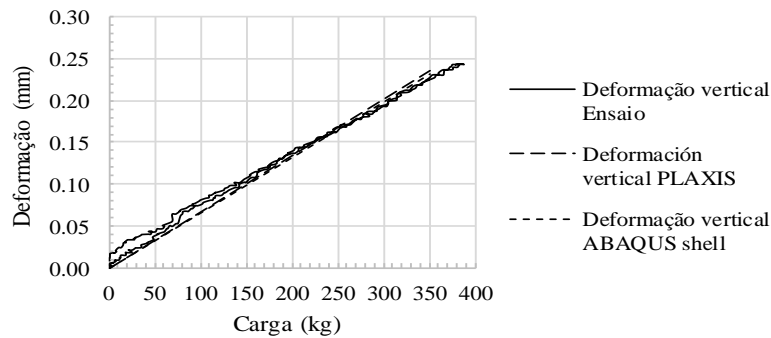


Figura A.8. Comparação dos resultados de deformação no topo do tubo obtidos pelo ensaio de compressão diametral e modelos numéricos.

De acordo com Omega (2000), a deformação por flexão ou deformação devido ao momento fletor ( $\epsilon_B$ ) é igual à razão entre o esforço de flexão ( $\sigma_B$ ) e o Módulo de Elasticidade de Young ( $E$ ), conforme apresentado na Equação A.1. O esforço de flexão ( $\sigma_B$ ) é igual ao momento fletor ( $M_B$ ) dividido pelo módulo resistente da seção ( $Z$ ), conforme apresentado na Equação 0.2. Este módulo é função da seção transversal do elemento e, para uma seção retangular, é calculado pela equação  $bh^3/6$ .

$$\epsilon_B = \frac{\sigma_B}{E} \quad (A.1)$$

$$\sigma_B = \frac{M_B}{Z} \quad (A.2)$$

Onde  $\epsilon_B$  é a leitura da média dos strain gages ( $\mu m/m$ );  $\sigma_B$  é o esforço de flexão ( $kNm^2/m$ );  $E$  é o módulo de elasticidade do material ( $kN/m^2$ );  $Z$  é o módulo resistente da seção ( $bh^2/6$ ) e  $M_B$  é o momento fletor ( $kNm/m$ ). Na Figura A.9, têm-se os diagramas de esforços para a seção transversal da parede do tubo.

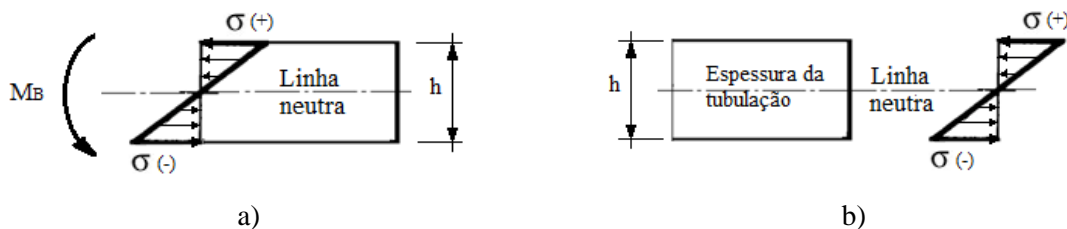


Figura A.9. Diagramas de esforços para a seção transversal da parede do tubo. a) Esforço de flexão; b) Esforço axial.

A deformação axial ( $\epsilon_A$ ) é igual ao esforço axial ( $\sigma_A$ ) dividido pelo Módulo de Young ( $E$ ), conforme apresentado na Equação A.3. O esforço axial ( $\sigma_A$ ) é igual à carga axial ( $F_A$ ) dividida pela área da seção transversal ( $A$ ), conforme apresentado na Equação A.4.

$$\epsilon_A = \frac{\sigma_A}{E} \quad (\text{A.3})$$

$$\sigma_A = \frac{F_A}{A} \quad (\text{A.4})$$

A partir das equações anteriores, foi possível determinar o momento fletor e a força axial na lateral do tubo, assim como comparar os resultados experimentais e numéricos. Na Figura A.10, são apresentados os gráficos de momento e força axial *versus* carregamento. Percebe-se que os resultados encontrados são satisfatórios.

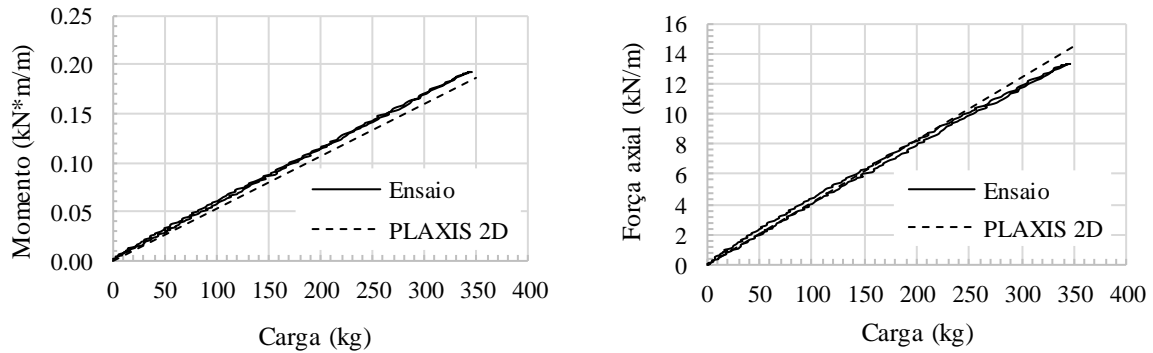



Figura A.10. Resultados do momento fletor e da força axial na lateral do tubo.

## APÊNDICE B – Ensaio no solo mole

Na Tabela B.1, são apresentados os dados do ensaio de granulometria pelo método de sedimentação realizado na mistura de solo mole constituído por 50% Caulim – 50% TD.

Tabela B.1: Dados do ensaio de granulometria pelo método de sedimentação realizado na mistura de solo mole constituído por 50% caulim – 50% TD.

	UNIVERSIDAD DE LOS ANDES	Código: FTC-505
	DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	Data: 05-08-2010
	LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL	Versão: 0
	ANÁLISE GRANULOMÉTRICO. MÉTODO HIDRÓMETRO INV E 124-07	Página 1 de 1

<p>ORDEM DE TRABALHO: RELATÓRIO N°:</p>
---

Amostra:	50% C – 50% TD
Sondagem/Profundidade (m):	
Data início do ensaio:	23-05-2019
Data final do ensaio:	

Hidrômetro N°:	13170	
Lata N°:	60	
Proveta N°:	10	
Temperatura:	22	°C
Gravidade específica:	2,49	

Correção de zero (C <sub>0</sub> ):	6		
Correção de menisco:	1		
Massa solo seco:	50	g	
Massa retida peneira 200:	0.54	g	

Tempo (min)	Leitura Real											
0	60,0											
1	51,5											
2	51,5											
5	50,0											
10	48,0											
15	47,0											
30	43,0											
60	39,0											
250	27,5											
1440	18,0											

<p>Observações gerais:</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p>_____</p>
<p>_____ Técnico de Laboratório</p> <p>_____ Auxiliar de Laboratório</p>

Nas Tabelas B.2 e B.3, são apresentados os dados dos ensaios de massa específica dos grãos realizados em amostras de solo mole constituídas por 50% caulim – 50% TD.

Tabela B.2: Primeiro ensaio de massa específica dos grãos realizado na amostra de 50% caulim – 50% TD.


	UNIVERSIDAD DE LOS ANDES DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL		CÓDIGO: FTC-504 Data: 25-09-2017
	INFORME DE RESULTADOS - GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LAS PARTÍCULAS SÓLIDAS DE LOS SUELOS INV E 128-2013		VERSÃO: 5 Página 1 de 1
ORDEN DE TRABAJO:		Consecutivo interno:	
		Fecha inicio ensayo:	21/05/2019
		Fecha finalización ensayo:	
Preparación de la muestra:		Método de Ensayo Utilizado	
Humedad natural:		Método A: Procedimiento para especímenes húmedos	Picnómetro 500 ml
Seca al horno:	X	Método B: Procedimiento para especímenes secados al horno	X Picnómetro 250 ml
Chequeo inicial de equipos y ensayos		Líquido utilizado en el ensayo	
Balanza		Agua destilada	X
Horno		Kerosene	
Termómetro			
Desecador			
Tamiz N°4			
Temperatura ideal para el ensayo			
MASA RECOMENDADA PARA ESPECIMENES DE PRUEBA			
Tipo de suelo	Masa seca del espécimen (g), usando un picnómetro de 250 ml	Masa seca del espécimen (g), usando un picnómetro de 500 ml	
SP, SP-SM	60±10	100±10	
SP-SC, SM, SC	45±10	75±10	
Limo o Arcilla	35±5	50±10	
Muestra o referencia:	50% caolín - 50% TDDA		
Profundidad:			
Sondeo:			
Tipo de material ensayado:			
	Unidad		
Picnómetro N°	-	2	
Temperatura ambiente = Ta ** (Ver nota)	°C		
Porcentaje de partículas retenidas en el Tamiz N°4	%	0%	
Volumen del picnómetro calibrado Vp a 20°C	cm³	250	
Método de remoción de aire	-	Vacío	
Masa picnómetro seco = Mp±0.06g* Ver Nota	g	99.14	
Masa Picnómetro + Agua + Suelo = Mpws,t	g	368.7	
Temperatura = Tt ** (Ver Nota)	°C	22.1	
Masa Picnómetro + Agua = Mpw,t	g	348.52	
Masa Suelo	Masa Lata	g	57.76
Seco = Ms	Masa Suelo Seco + Lata	g	91.66
Observaciones Generales:			
<p>_____</p> <p>_____</p>			
Notas para informar:			
*Revisar que la masa seca del picnómetro esté en el rango promedio de la calibración realizada			
**Si la temperatura Tt difiere en mas de 4°C de la Ta, detener el ensayo hasta que este dentro del valor			
• Cuando se utiliza menos muestra de la indicada en la "tabla cantidad mínima"			
• Cuando se elimina cualquier porción de la muestra original de suelo al preparar la muestra, se debe indicar en el informe la porción sobre la cual se hizo la prueba			
• Emplear método A obligatoriamente cuando sean tipos de suelos finos almanete plásticos, suelos tropicales y suelos que contengan halitosita			
• Cualquier información importante en el ensayo			
_____		_____	
Técnico de Laboratorio		Auxiliar de Laboratorio	

Tabela B.3: Segundo ensaio de massa específica dos grãos realizado na amostra de 50% caulim – 50% TD.



	UNIVERSIDAD DE LOS ANDES DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL		CÓDIGO: FTC-504 Data: 25-09-2017
	INFORME DE RESULTADOS - GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LAS PARTÍCULAS SÓLIDAS DE LOS SUELOS INV E 128-2013		VERSÃO: 5 Página 1 de 1
ORDEN DE TRABAJO:		Consecutivo interno:	
		Fecha inicio ensayo:	19/07/2019
		Fecha finalización ensayo:	
Preparación de la muestra:		Método de Ensayo Utilizado	
Humedad natural:		Método A: Procedimiento para especímenes húmedos	Picnómetro 500 ml
Seca al horno:	X	Método B: Procedimiento para especímenes secados al horno	X Picnómetro 250 ml
Chequeo inicial de equipos y ensayos		Líquido utilizado en el ensayo	
Balanza		Agua destilada	X
Horno		Kerosene	
Termómetro			
Desecador			
Tamiz N°4			
Temperatura ideal para el ensayo			
MASA RECOMENDADA PARA ESPECIMENES DE PRUEBA			
Tipo de suelo	Masa seca del espécimen (g), usando un picnómetro de 250 ml	Masa seca del espécimen (g), usando un picnómetro de 500 ml	
SP, SP-SM	60±10	100±10	
SP-SC, SM, SC	45±10	75±10	
Limo o Arcilla	35±5	50±10	
Muestra o referencia:	50% caolín - 50% TDDA		
Profundidad:			
Sondeo:			
Tipo de material ensayado:			
	Unidad		
Picnómetro N°	-	2	
Temperatura ambiente = Ta **(Ver nota)	°C	22.2 °C	
Porcentaje de partículas retenidas en el Tamiz N°4	%	0%	
Volumen del picnómetro calibrado Vp a 20°C	cm <sup>3</sup>		
Método de remoción de aire	-	Vacío	
Masa picnómetro seco = Mp±0.06g* Ver Nota	g	96.92	
Masa Picnómetro + Agua + Suelo = Mpws,t	g	369.54	
Temperatura = Tt **(Ver Nota)	°C	20 °C	
Masa Picnómetro + Agua = Mpw,t	g	346.32	
Masa Suelo	Masa Lata	g	50.96
Seco = Ms	Masa Suelo Seco + Lata	g	89.72
Observaciones Generales:			
<p>_____</p> <p>_____</p>			
Notas para informar:			
*Revisar que la masa seca del picnómetro esté en el rango promedio de la calibración realizada			
**Si la temperatura Tt difiere en mas de 4°C de la Ta, detener el ensayo hasta que este dentro del valor			
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando se utiliza menos muestra de la indicada en la "tabla cantidad mínima"</li> <li>• Cuando se elimina cualquier porción de la muestra original de suelo al preparar la muestra, se debe indicar en el informe la porción sobre la cual se hizo la prueba</li> <li>• Emplear método A obligatoriamente cuando sean tipos de suelos finos altmanete plásticos, suelos tropicales y suelos que sontengan halitosita</li> <li>• Cualquier información importante en el ensayo</li> </ul>			
_____		_____	
Técnico de Laboratorio		Auxiliar de Laboratorio	

Tabela B.4: Ensaio de plasticidade realizado na amostra 100 % caulim.

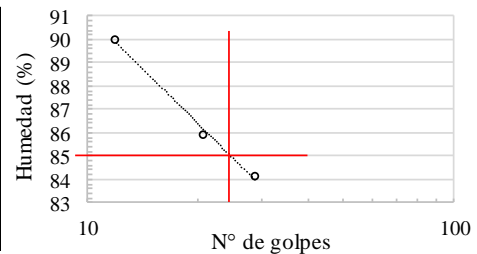
	UNIVERSIDAD DE LOS ANDES DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL	CÓDIGO: FTC-502 Fecha: 31-07-2018 VERSION: 4
	METODO DE ENSAYO PARA LA DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO y DEL INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS NTC 4630-99	Página 1 de 1

<b>ORDEN DE TRABAJO:</b>	Consecutivo interno:	
	Fecha inicio ensayo:	7/12/2019
	Fecha finalización ensayo:	
	Tipo de material ensayado:	100% caolín

Preparación de la muestra:		Método de ensayo utilizado	
Húmeda	x	Método A (Multipunto):	x
Seca al aire		Método B (Un punto):	
Seca al horno		Fecha de reposo inicial:	Hora:
Porcentaje retenido estimado Tamiz (N°40):		Fecha de reposo final:	Hora:

**Determinación del Límite Líquido**

Ensayo N°	1	2	3
Recipiente N°	425	433	431
Masa suelo húmedo + recipiente (g)	42.45	42.11	42.23
Masa suelo seco + recipiente (g)	31.64	30.44	30.36
Masa recipiente (g)	18.78	16.85	17.16
Número de golpes (N)	29	21	12
Humedad	84.1	85.9	89.9




**Determinación del Límite Plástico**

Ensayo N°	1	2
Recipiente N°	428	432
Masa suelo húmedo + recipiente (g)	25.64	27.81
Masa suelo seco + recipiente (g)	23.71	25.61
Masa recipiente (g)	18.14	19.23
Humedad	34.6	34.5



Tabela B.5: Ensaio de plasticidade realizado na amostra 50 % caulim – 50 % TD.

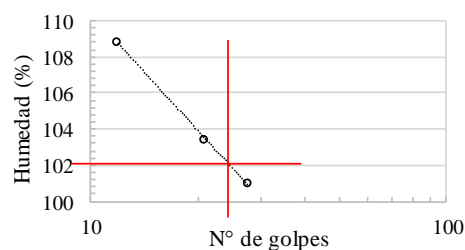
	UNIVERSIDAD DE LOS ANDES DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL	CÓDIGO: FTC-502 Fecha: 31-07-2018 VERSION: 4
	METODO DE ENSAYO PARA LA DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO y DEL INDICE DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS NTC 4630-99	Página 1 de 1

<b>ORDEN DE TRABAJO:</b>	Consecutivo interno:	
	Fecha inicio ensayo:	9/5/2019
	Fecha finalización ensayo:	
	Tipo de material ensayado:	50% caolín - 50% TDDA

Preparación de la muestra:			Método de ensayo utilizado		
Húmeda	x		Método A (Multipunto):	x	
Seca al aire			Método B (Un punto):		
Seca al horno			Fecha de reposo inicial:		Hora: <input type="text"/>
Porcentaje retenido estimado Tamiz (N°40):			Fecha de reposo final:		Hora: <input type="text"/>

**Determinación del Límite Líquido**

Ensayo N°	1	2	3
Recipiente N°	25	26	366
Masa suelo húmedo + recipiente (g)	35.08	34.52	34.42
Masa suelo seco + recipiente (g)	23.73	23.41	23.01
Masa recipiente (g)	12.48	12.66	12.52
Número de golpes (N)	28	21	12
Humedad	100.9	103.3	108.8



**Determinación del Límite Plástico**

Ensayo N°	1	2
Recipiente N°	230	650
Masa suelo húmedo + recipiente (g)	21.61	20.03
Masa suelo seco + recipiente (g)	18.29	17.32
Masa recipiente (g)	11.66	11.9
Humedad	50.1	50.0

Ensaio de adensamento - Colocar tabelas

Ensaio triaxiais – CU Colocar planillas

Na Figura B.1 e B.2, são apresentados, respectivamente, os círculos de Mohr para as tensões totais e efetivas, obtidos no ensaio triaxial CU realizado na mistura de solo mole 50% Caulim -50% TD adensada até 200 kPa.

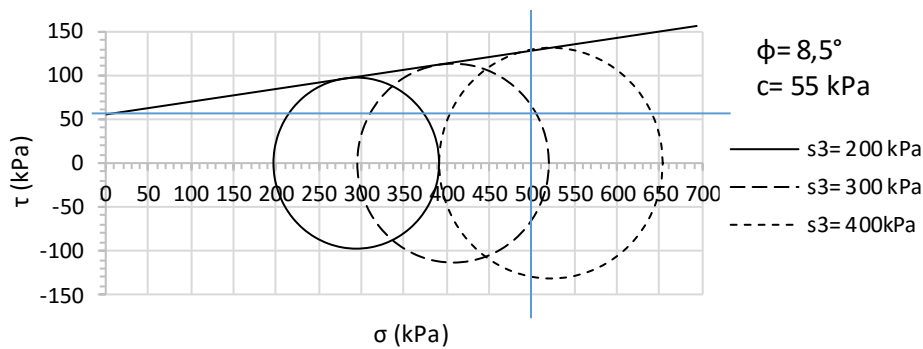


Figura B.1. Círculo de Mohr para as tensões totais.

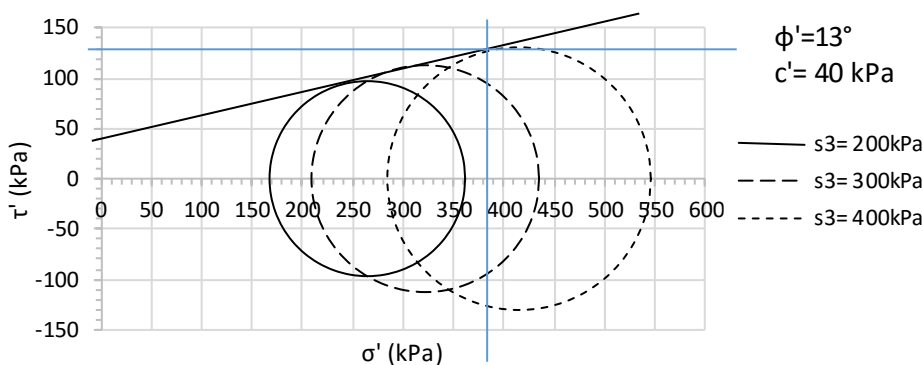



Figura B.2. Círculo de Mohr para as tensões efetivas.

Na Tabela B.6, são apresentados os dados do ensaio de permeabilidade na mistura 50 % caulim – 50% TD, adensada a 200 kPa, por meio de permeâmetro de carga constante.

Tabela B.6: Resultados do ensaio de permeabilidade no permeâmetro de carga constante.

	UNIVERSIDAD DE LOS ANDES DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL
	RELATÓRIO DE RESULTADOS – DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DE SOLOS GRANULARES À CARGA CONSTANTE NBR 13292

Dados iniciais		Data	Tempo (min)	Leitura (cm <sup>3</sup> )		Δ de leitura (cm <sup>3</sup> )
				Inicial	Final	
Tensão de pré-adensamento	200,00	23/07/2019	60	2,00	3,60	1,60
Coluna de água (cm)	130,00	23/07/2019	60	3,60	5,00	1,40
Altura da amostra (cm)	5,00	23/07/2019	60	5,00	6,60	1,60
Diâmetro da amostra (cm)	6,34	23/07/2019	60	6,60	8,00	1,40
Área da amostra (cm <sup>2</sup> )	31,55	23/07/2019	60	8,00	9,50	1,50
Massa inicial (g)	233,10	23/07/2019	60	9,50	11,00	1,50
		23/07/2019	60	11,00	12,60	1,50
		24/07/2019	900	0,00	21,60	1,40
					Média	1,49

## APÊNDICE C – Ensaios no solo granular

Tabela C.1: Dados do ensaio de granulometria realizado na areia média do Guamo.

Peneira	Diâmetro (mm)	Retido (g)	Retido (%)	% Retido Acum.	Passa (%)
3"	75,0				
2"	50,0				
1 ½"	37,5				
1"	25,0				
¾"	19,0				
⅜"	9,5				
N° 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
N° 10	2,00	4,00	0,80	0,80	99,20
N° 20	0,85	169,20	33,84	34,64	65,36
N° 40	0,425	260,00	52,00	86,64	13,36
N° 60	0,250	46,30	9,26	95,90	4,10
N° 140	0,106	14,20	2,84	98,74	1,26
N° 200	0,075	5,10	1,02	99,76	0,24
FONDO		0,80	0,16	99,92	0,08
TOTAL		499,60	99,92		

<b>Grava</b>	Passa pela peneira 75 mm (3") e é retido na 4,75 mm (N° 4)	0,00 %
<b>Areia</b>	Passa pela peneira 4,75 mm (N° 4) e é retido na 0,075 mm (N° 200)	99,76 %
<b>Grossa</b>	Passa pela peneira 4,75 mm (N° 4) e é retido na 2,00 mm (N° 10)	0,80 %
<b>Media</b>	Passa pela peneira 2,0 mm (N° 10) e é retido na 0,425 mm (N° 40)	85,84 %
<b>Fina</b>	Passa pela peneira 0,425 mm (N° 40) e é retido na 0,075 mm (N° 200)	13,12 %

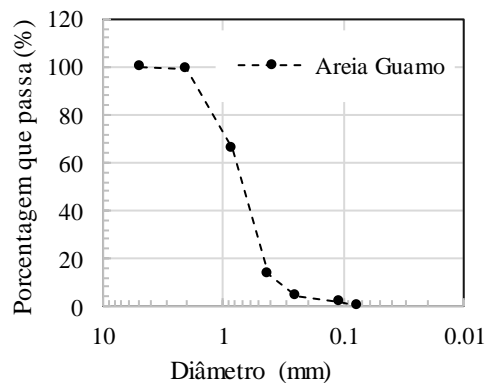
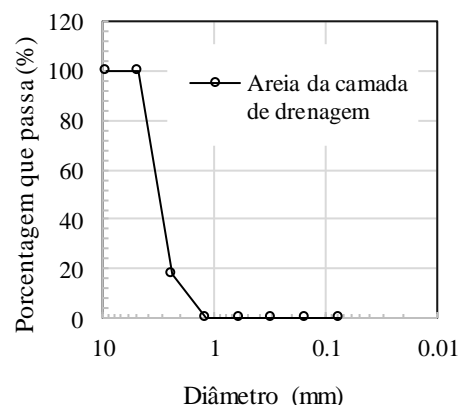


Tabela C.2: Dados do ensaio de granulometria realizado na areia grossa da camada de drenagem.

Peneira	Diâmetro (mm)	Retido (g)	Retido (%)	% Retido Acum.	Passa (%)
3"	75,0				
2"	50,0				
1 ½"	37,5				
1"	25,0				
¾"	19,0				
⅜"	9,5	0,00	0,00	0,00	100,00
N° 4	4,75	1,74	0,09	0,09	99,91
N° 8	2,36	1638,02	81,90	81,99	18,01
N° 16	1,18	349,89	17,49	99,48	0,52
N° 30	0,600	6,08	0,30	99,79	0,21
N° 50	0,300	0,12	0,01	99,79	0,21
N° 100	0,150	0,22	0,01	99,80	0,20
N° 200	0,075	0,43	0,02	99,83	0,17
FONDO		2,30	0,12	99,94	0,06
TOTAL		1998,80	99,94		

<b>Grava</b>	Passa pela peneira 75 mm (3") e é retido na 4,75 mm (N° 4)	0,09 %
<b>Areia</b>	Passa pela peneira 4,75 mm (N° 4) e é retido na 0,075 mm (N° 200)	99,74 %
<b>Grossa</b>	Passa pela peneira 4,75 mm (N° 4) e é retido na 2,00 mm (N° 10)	81,90 %
<b>Media</b>	Passa pela peneira 2,0 mm (N° 10) e é retido na 0,425 mm (N° 40)	17,80 %
<b>Fina</b>	Passa pela peneira 0,425 mm (N° 40) e é retido na 0,075 mm (N° 200)	0,04 %



## APÊNDICE D – Ensaio de palheta

Uma vez finalizado o adensamento da camada de argila, foi realizado ensaio de palheta a várias profundidades para determinação da resistência. Após realizado o ensaio na centrífuga, foi realizado outro ensaio de palheta a várias profundidades. Nas Tabelas D.1 e D.2 têm-se os resultados obtidos.

Tabela D.1: Resultados obtidos nos ensaios de palheta realizados antes e após o voo no modelo N°1.

Prof. (cm)	Antes	Depois do ensaio								S <sub>u</sub> média (kPa)
	Esquerdo	Lateral esquerdo			Centro		Lateral direito			
7	-	30,0	27,0	28,0	30,0	32,0	27,0	24,0	30,0	28,5
12	36,6	34,2	31,5	34,0	40,0	40,0	31,6	30,5	33,5	34,4
17	-	40,0	40,6	37,3	-	-	40,5	38,0	41,5	39,7
22	-	56,0	53,5	51,0	-	-	56,0	54,0	53,2	54,0

Tabela D.2: Resultados obtidos nos ensaios de palheta realizados antes e após o voo no modelo N°2.

Prof. (cm)	Antes	Depois do ensaio						S <sub>u</sub> média (kPa)
	Esquerdo	Lateral esquerdo			Lateral direito			
7	35,0	37,0	42,0	36,0	40,0	40,0	42,0	39,5
12	38,0	43,0	49,0	44,0	38,0	39,5	40,0	42,3
17	-	46,5	47,5	48,5	48,0	45,0	43,0	46,4
22	-	62,0	65,0	69,0	56,0	69,0	61,0	63,7

## APÊNDICE E – Calibração dos instrumentos

### E.1. Medidor de deslocamento a laser

Na Tabela E.1, são apresentadas as leituras de voltagem obtidas durante a calibração do medidor de deslocamento a laser “Optex CD22-35VM12”, utilizado no ensaio de compressão diametral do tubo de alumínio. Na Figura E.1, é apresentada a curva de calibração com a equação de ajuste.

Tabela E.1: Calibração do medidor do deslocamento a laser.

Espessura placa (mm)	Somatória da espessura placa (mm)	Voltagem (V)
0,00	0,00	6,161
3,30	3,30	5,040
2,15	5,45	4,300
5,13	10,58	2,575
2,57	13,15	1,652

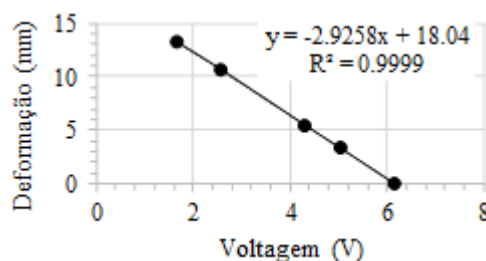


Figura E.1: Curva de calibração do medidor de deslocamento a laser.

### E.2. Células de tensão total

As oito células de tensão total inseridas no suporte do tubo de alumínio foram calibradas mediante a colocação de pesos até alcançar 5,5 kg (Figura E.2).



a)



b)

Figura E.2. Calibração das células de tensão total. a) Pesos utilizados na calibração; b) Procedimento da calibração.

Nas Tabelas E.2 a E.9, são apresentados os valores de voltagem obtidos para os diferentes pesos aplicados nas células. Na Figura E.3, são apresentadas as curvas de calibração com as equações de melhor ajuste.

Tabela E.2: Calibração da célula de tensão total N°1.

Carga (g)	Voltagem (V)				Esforço (kg/cm <sup>2</sup> )	Esforço (kN/m <sup>2</sup> )
	1	2	3	Média		
0	0.513	0.513	0.513	0.513	0.00	0.0157
50	0.512	0.513	0.513	0.513	0.08	7.8595
100	0.511	0.512	0.512	0.512	0.16	15.7190
200	0.510	0.511	0.510	0.510	0.31	31.4379
500	0.504	0.504	0.503	0.504	0.79	78.5948
1000	0.492	0.492	0.495	0.493	1.57	157.1897
1500	0.487	0.485	0.490	0.487	2.36	235.7845
2500	0.474	0.473	0.477	0.475	3.93	392.9742
4000	0.463	0.463	0.463	0.463	6.29	628.7588
5500	0.457	0.457	0.457	0.457	8.65	864.5433

Tabela E.3: Calibração da célula de tensão total N°2.

Carga (g)	Voltagem (V)				Esforço (kg/cm <sup>2</sup> )	Esforço (kN/m <sup>2</sup> )
	1	2	3	Média		
0	0.512	0.512	0.512	0.512	0.00016	0.01572
50	0.511	0.511	0.511	0.511	0.07859	7.85948
100	0.509	0.509	0.509	0.509	0.15719	15.71897
200	0.507	0.507	0.507	0.507	0.31438	31.43794
500	0.499	0.498	0.499	0.499	0.78595	78.59485
1000	0.489	0.490	0.490	0.490	1.57190	157.18970
1500	0.482	0.483	0.483	0.483	2.35785	235.78455
2500	0.473	0.474	0.474	0.474	3.92974	392.97425
4000	0.463	0.463	0.463	0.463	6.28759	628.75880
5500	0.457	0.457	0.457	0.457	8.64543	864.54335

Tabela E.4: Calibração da célula de tensão total N°3.

Carga (g)	Voltagem (V)				Esforço (kg/cm <sup>2</sup> )	Esforço (kN/m <sup>2</sup> )
	1	2	3	Média		
0	0.516	0.517	0.516	0.516	0.00016	0.01572
50	0.516	0.517	0.516	0.516	0.07859	7.85948
100	0.516	0.516	0.516	0.516	0.15719	15.71897
200	0.515	0.515	0.515	0.515	0.31438	31.43794
500	0.510	0.508	0.509	0.509	0.78595	78.59485
1000	0.503	0.498	0.500	0.500	1.57190	157.18970
1500	0.494	0.497	0.492	0.494	2.35785	235.78455
2500	0.485	0.482	0.483	0.483	3.92974	392.97425
4000	0.471	0.467	0.469	0.469	6.28759	628.75880
5500	0.463	0.463	0.463	0.463	8.64543	864.54335

Tabela E.5: Calibração da célula de tensão total N°4.

Voltagem (V)			
--------------	--	--	--

Carga (g)	1	2	3	Média	Esforço (kg/cm <sup>2</sup> )	Esforço (kN/m <sup>2</sup> )
0	0.515	0.516	0.516	0.516	0.00016	0.01572
50	0.515	0.515	0.515	0.515	0.07859	7.85948
100	0.514	0.514	0.515	0.514	0.15719	15.71897
200	0.513	0.513	0.513	0.513	0.31438	31.43794
500	0.507	0.509	0.509	0.508	0.78595	78.59485
1000	0.499	0.502	0.499	0.500	1.57190	157.18970
1500	0.492	0.494	0.491	0.492	2.35785	235.78455
2500	0.485	0.478	0.480	0.481	3.92974	392.97425
4000	0.469	0.471	0.468	0.469	6.28759	628.75880
5500	0.465	0.465	0.465	0.465	8.64543	864.54335

Tabela E.6: Calibração da célula de tensão total N°5.

Carga (g)	Voltagem (V)				Esforço (kg/cm <sup>2</sup> )	Esforço (kN/m <sup>2</sup> )
	1	2	3	Média		
0	0.515	0.516	0.516	0.516	0.00016	0.01572
50	0.514	0.515	0.515	0.515	0.07859	7.85948
100	0.513	0.514	0.514	0.514	0.15719	15.71897
200	0.512	0.512	0.511	0.512	0.31438	31.43794
500	0.508	0.508	0.507	0.508	0.78595	78.59485
1000	0.497	0.498	0.499	0.498	1.57190	157.18970
1500	0.492	0.493	0.495	0.493	2.35785	235.78455
2500	0.483	0.489	0.486	0.486	3.92974	392.97425
4000	0.471	0.474	0.470	0.472	6.28759	628.75880
5500	0.467	0.463	0.464	0.465	8.64543	864.54335

Tabela E.7: Calibração da célula de tensão total N°6.

Carga (g)	Voltagem (V)				Esforço (kg/cm <sup>2</sup> )	Esforço (kN/m <sup>2</sup> )
	1	2	3	Média		
0	0.516	0.516	0.516	0.516	0.00016	0.01572
50	0.515	0.514	0.514	0.514	0.07859	7.85948
100	0.513	0.513	0.513	0.513	0.15719	15.71897
200	0.512	0.510	0.511	0.511	0.31438	31.43794
500	0.505	0.503	0.504	0.504	0.78595	78.59485
1000	0.493	0.492	0.492	0.492	1.57190	157.18970
1500	0.485	0.484	0.485	0.485	2.35785	235.78455
2500	0.473	0.476	0.473	0.474	3.92974	392.97425
4000	0.463	0.463	0.464	0.463	6.28759	628.75880
5500	0.458	0.458	0.459	0.458	8.64543	864.54335

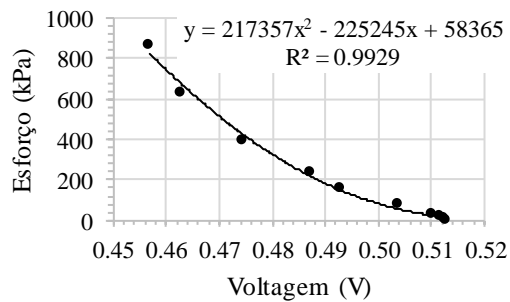
Tabela E.8: Calibração da célula de tensão total N°7.

Carga (g)	Voltagem (V)				Esforço (kg/cm <sup>2</sup> )	Esforço (kN/m <sup>2</sup> )
	1	2	3	Média		
0	0.517	0.517	0.517	0.517	0.00016	0.01572
50	0.516	0.516	0.516	0.516	0.07859	7.85948
100	0.515	0.516	0.516	0.516	0.15719	15.71897
200	0.514	0.514	0.515	0.514	0.31438	31.43794

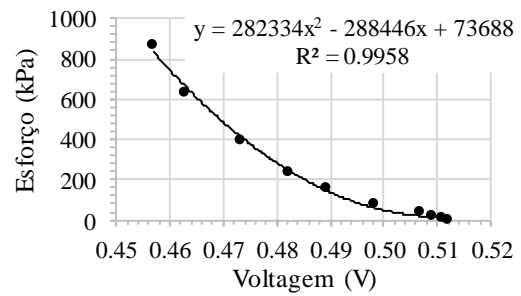
500	0.511	0.508	0.510	0.510	0.78595	78.59485
1000	0.503	0.501	0.498	0.501	1.57190	157.18970
1500	0.497	0.495	0.492	0.495	2.35785	235.78455
2500	0.483	0.480	0.481	0.481	3.92974	392.97425
4000	0.473	0.468	0.468	0.470	6.28759	628.75880
5500	0.464	0.461	0.463	0.463	8.64543	864.54335

Tabela E.9: Calibração da célula de tensão total N°8.

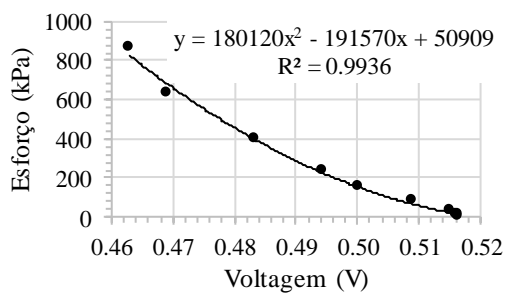
Carga (g)	Voltagem (V)				Esforço (kg/cm <sup>2</sup> )	Esforço (kN/m <sup>2</sup> )
	1	2	3	Média		
0	0.518	0.517	0.517	0.517	0.00016	0.01572
50	0.517	0.516	0.516	0.516	0.07859	7.85948
100	0.515	0.515	0.515	0.515	0.15719	15.71897
200	0.513	0.514	0.513	0.513	0.31438	31.43794
500	0.507	0.506	0.505	0.506	0.78595	78.59485
1000	0.500	0.502	0.498	0.500	1.57190	157.18970
1500	0.494	0.495	0.496	0.495	2.35785	235.78455
2500	0.484	0.484	0.484	0.484	3.92974	392.97425
4000	0.470	0.468	0.467	0.468	6.28759	628.75880
5500	0.464	0.462	0.463	0.463	8.64543	864.54335



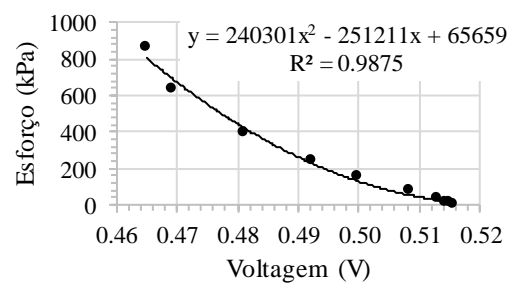
a) Célula N° 1



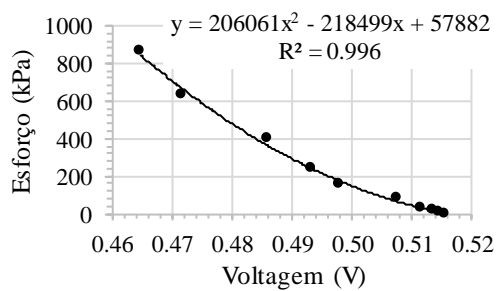
b) Célula N° 2



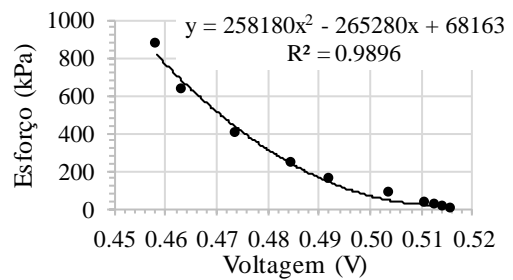
c) Célula N° 3



d) Célula N° 4



e) Célula N° 5



f) Célula N° 6



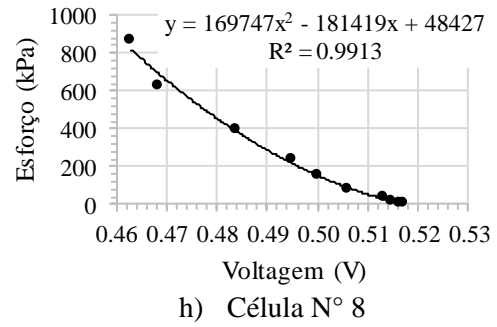
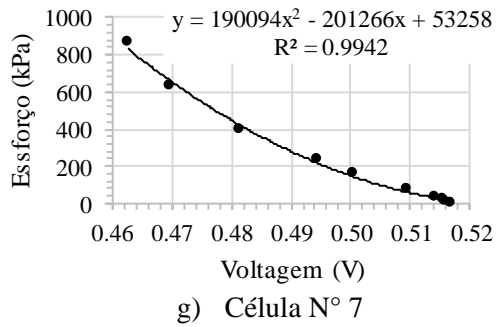


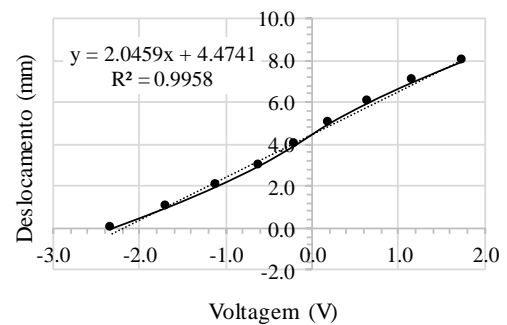
Figura E.3. Curvas de calibração das células de tensão total.

### E.3. LVDT instalado dentro do túnel

Na Tabela E.10, são apresentas as leituras obtidas na calibração do LVDT, instalado dentro do túnel para medir convergência vertical durante o ensaio na centrífuga. O LVDT foi calibrado utilizando o equipamento apresentado na Figura E.4a. Na Figura E.4b do Apêndice E, tem-se a curva de calibração do instrumento.

Tabela E.10: Calibração do LVDT instalado dentro do túnel.

Deslocamento (mm)	Voltagem (V)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
0.000	-2.319	-2.316	-2.316	-2.317
1.006	-1.674	-1.672	-1.669	-1.672
2.001	-1.110	-1.103	-1.100	-1.104
3.000	-0.601	-0.606	-0.603	-0.603
4.000	-0.179	-0.185	-0.182	-0.182
5.000	0.201	0.198	0.198	0.199
6.004	0.664	0.641	0.668	0.658
7.001	1.181	1.175	1.181	1.179
8.000	1.763	1.760	1.766	1.763



a)

b)

Figura E.4. Calibração do LVDT tipo LD400-2,5. a) Equipamento de calibração; b) Curva de calibração.

#### E.4. LVDT instalados na superfície

Nas Tabelas E.11, E.12 e E.13, são apresentadas as leituras obtidas durante a calibração dos LVDT colocados na superfície dos modelos. Na Figura E.5, são apresentadas as curvas de calibração com as equações de ajuste.

Tabela E.11: Calibração do LVDT de superfície N°1.

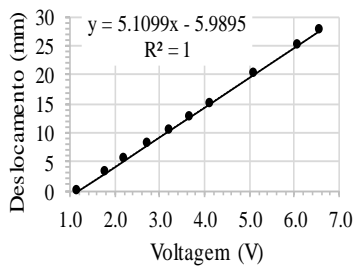
Deslocamento (mm)	Voltagem (V)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
27.65	6.569	6.581	6.587	6.579
25.13	6.080	6.091	6.095	6.089
20.11	5.099	5.112	5.113	5.108
15.04	4.113	4.124	4.128	4.122
12.72	3.657	3.667	3.671	3.665
10.45	3.213	3.217	3.219	3.216
8.10	2.749	2.755	2.759	2.754
5.37	2.225	2.224	2.228	2.226
3.09	1.776	1.792	1.785	1.784
0.00	1.159	1.163	1.162	1.161

Tabela E.12: Calibração do LVDT de superfície N°2.

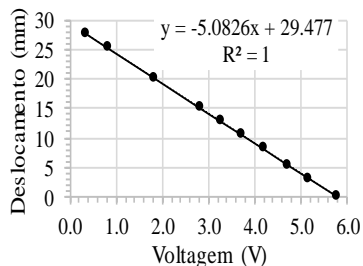
Deslocamento (mm)	Voltagem (V)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
27.65	0.368	0.368	0.368	0.368
25.13	0.857	0.852	0.855	0.855
20.11	1.847	1.842	1.846	1.845
15.04	2.830	2.826	2.831	2.829
12.72	3.291	3.286	3.291	3.289
10.45	3.748	3.741	3.749	3.746
8.10	4.210	4.208	4.210	4.209
5.37	4.737	4.730	4.737	4.735
3.09	5.192	5.191	5.192	5.192
0.00	5.811	5.811	5.811	5.811

Tabela E.13: Calibração do LVDT de superfície N°3.

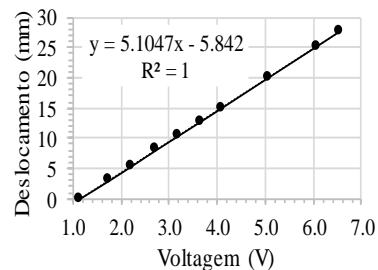
Deslocamento (mm)	Voltagem (V)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
27.65	6.549	6.558	6.549	6.552
25.13	6.067	6.067	6.062	6.065
20.11	5.085	5.085	5.080	5.083
15.04	4.102	4.099	4.096	4.099
12.72	3.645	3.644	3.646	3.645
10.45	3.197	3.197	3.191	3.195
8.10	2.731	2.727	2.727	2.728
5.37	2.209	2.199	2.204	2.204
3.09	1.757	1.755	1.756	1.756
0.00	1.125	1.125	1.124	1.125



a) LVDT N°1



b) LVDT N°2



c) LVDT N°3

Figura E.5. Curva de calibração dos transformadores diferenciais de variável linear (LVDTs) locados na superfície dos modelos.

## E.5. Piezômetros ou transdutores de poropressão

Nas Tabelas E.14 – E.18, são apresentadas as leituras de calibração dos piezômetros inseridos na massa de solo utilizando o método da câmara triaxial. Na Figura E.5, são apresentados os gráficos com as curvas de calibração.

Tabela E.14: Calibração do piezômetro N°10.

Pressão (bar)	Voltagem (mV)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
0.0	1.60	1.61	1.60	1.60
0.3	16.69	15.47	15.58	15.91
0.6	31.90	31.26	31.50	31.55
1.0	51.74	51.86	51.94	51.85
1.3	66.85	66.20	66.44	66.50
1.6	81.78	81.56	81.77	81.70
1.9	97.20	97.10	97.55	97.28

Tabela E.15: Calibração do piezômetro N°9.

Pressão (bar)	Voltagem (mV)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
0.0	2.10	2.08	2.06	2.08
0.3	15.74	15.98	16.15	15.96
0.6	30.91	31.39	32.10	31.47
1.0	52.54	51.72	52.23	52.16
1.3	67.30	67.02	67.52	67.28
1.6	81.95	82.74	82.85	82.51
1.9	98.02	98.08	97.82	97.97

Tabela E.16: Calibração do piezômetro N°8.

Pressão (bar)	Voltagem (mV)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
0.0	0.65	0.82	0.84	0.77
0.3	5.30	5.48	5.37	5.38
0.6	10.06	10.27	10.16	10.16
1.0	16.16	16.44	16.28	16.29
1.3	20.79	20.83	20.87	20.83
1.6	25.45	25.56	25.65	25.55

2.0	31.58	31.67	31.70	31.65
2.3	36.40	36.32	36.46	36.39
2.6	40.80	41.07	41.12	41.00
3.0	46.99	46.67	47.00	46.89
3.3	51.60	51.56	51.53	51.56
3.6	56.21	56.26	56.23	56.23
4.0	62.02	62.30	62.27	62.20

Tabela E.17: Calibração do piezômetro N°7.

Pressão (bar)	Voltagem (mV)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
0.0	0.61	0.54	0.53	0.56
0.3	0.95	0.89	0.91	0.92
0.6	1.36	1.30	1.29	1.32
1.0	1.85	1.79	1.79	1.81
1.3	2.22	2.17	2.16	2.18
1.6	2.61	2.55	2.53	2.56
2.0	3.11	3.06	3.04	3.07
2.3	3.48	3.42	3.43	3.44
2.6	3.87	3.81	3.81	3.83
3.0	4.35	4.29	4.29	4.31
3.3	4.73	4.67	4.67	4.69
3.6	5.11	5.08	5.06	5.08
4.0	5.60	5.57	5.55	5.57

Tabela E.18: Calibração do piezômetro N°6.

Pressão (bar)	Voltagem (mV)			
	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3	Média
0.0	6.02	6.05	6.05	6.04
0.3	6.22	6.23	6.22	6.22
0.6	6.43	6.44	6.45	6.44
1.0	6.68	6.70	6.71	6.70
1.3	6.88	6.90	6.90	6.89
1.6	7.08	7.10	7.10	7.09
2.0	7.35	7.36	7.35	7.35
2.3	7.55	7.57	7.55	7.56
2.6	7.73	7.76	7.75	7.75
3.0	7.99	8.02	8.01	8.01
3.3	8.20	8.22	8.21	8.21
3.6	8.39	8.40	8.39	8.39
4.0	8.64	8.67	8.65	8.65

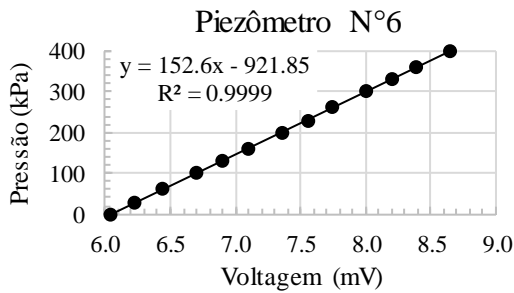
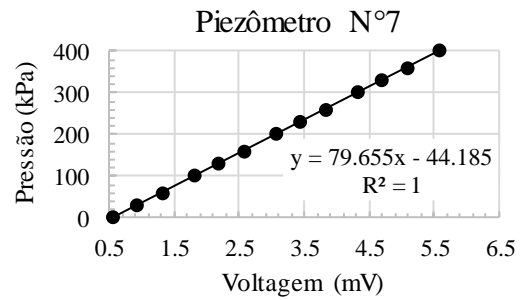
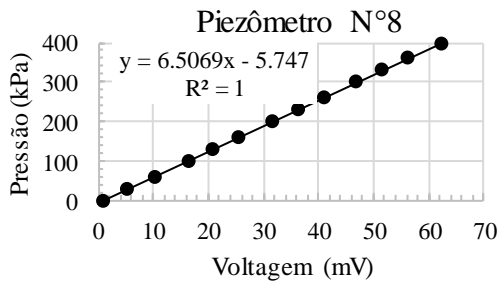
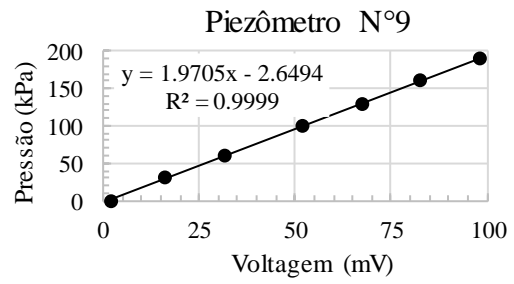
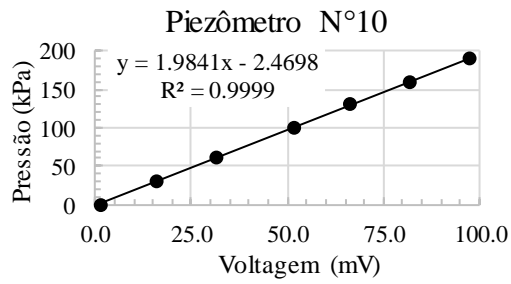
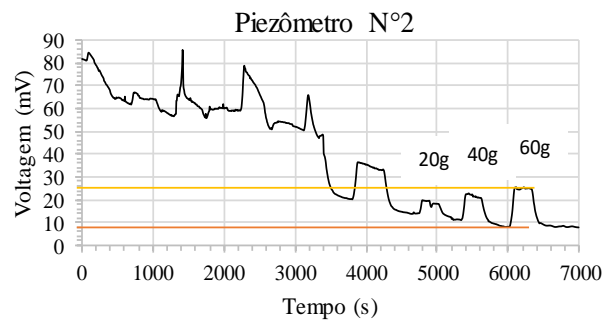
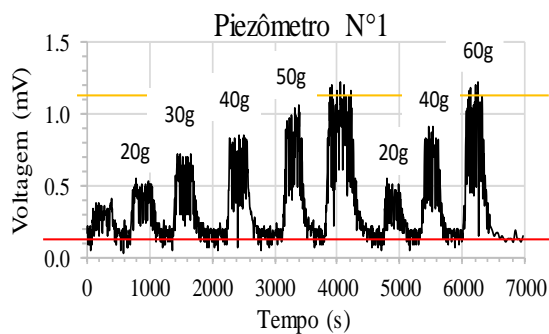


Figura E.6. Curvas de calibração dos transdutores de poropressão (PPT) inseridos no solo utilizando a câmara triaxial.

Nas Figuras E.7 e E.8, são apresentadas, respectivamente, as leituras obtidas na calibração dos piezômetros instalados no suporte do túnel e dos piezômetros que foram inseridos na massa de solo, mediante o método que consistiu em colocar esses instrumentos dentro da caixa do modelo da centrífuga geotécnica cheia de água e realizar voos a diferentes campos gravitacionais (10, 20, 30, 40, 40 e 60 g).



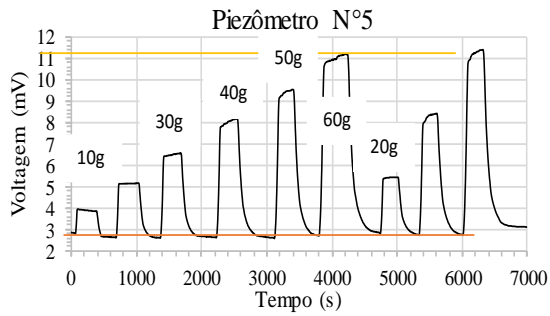
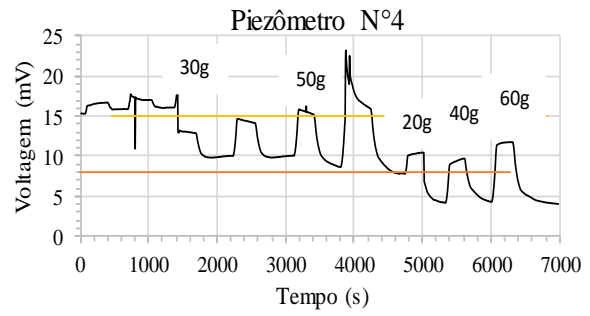
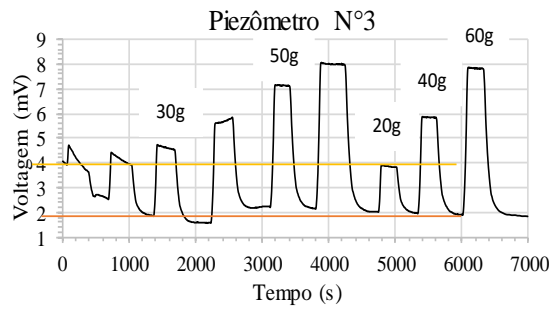


Figura E.7. Leitura dos PPT instalados no suporte do tubo.

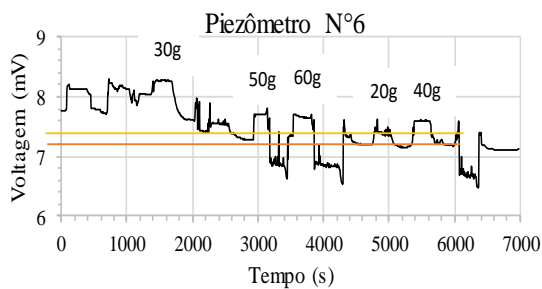
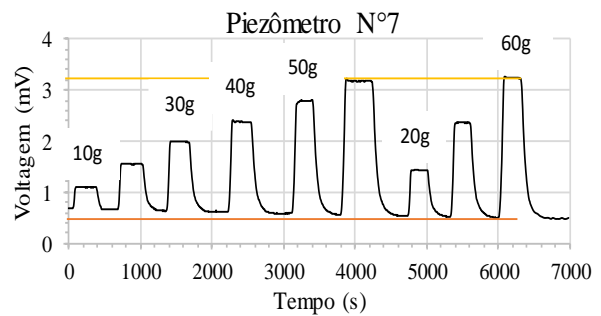
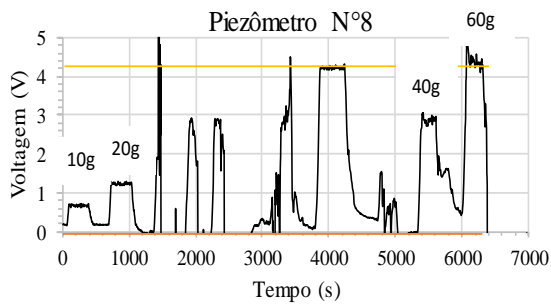
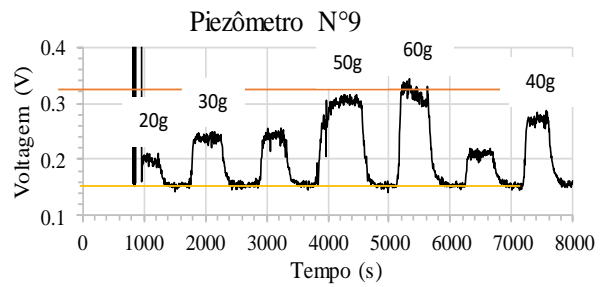
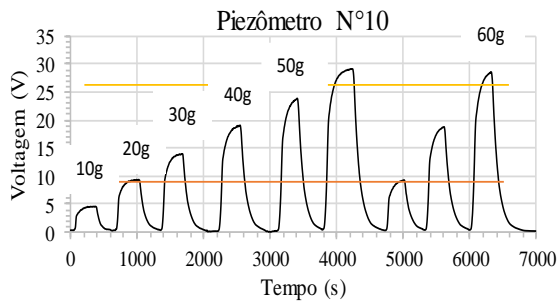


Figura E.8. Leitura dos PPT instalados na massa de solo.

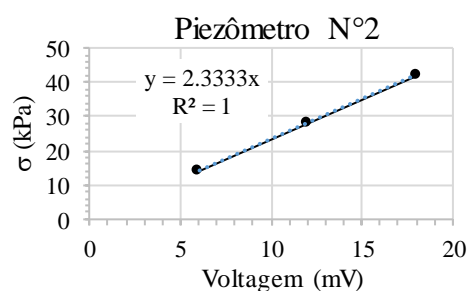
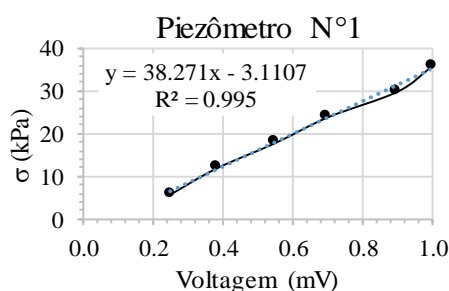
Na Tabela E.19 e Tabela E.20, são apresentados os valores das voltagens (obtidos na Figura E.5 e Figura E.6) e os valores teóricos de poropressão para os piezômetros instalados no suporte do túnel e na massa de solo, respectivamente. Na Figura E.9 e Figura E.10, têm-se os gráficos de calibração de cada piezômetro, assim como as equações que permitem transformar as leituras de voltagens em poropressões.

Tabela E.19: Dados dos valores de voltagens e dos valores teóricos de poropressão para os piezômetros instalados no suporte do tubo.

	N°2 / Prof. = 7 cm			N°3 / Prof. = 9,5 cm			N°4 / Prof. = 12 cm			N°5 / Prof. = 13 cm		
	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)
10g	0,70	7,0	-	0,95	9,5	-	1,2	12,0	-	1,3	13,0	1,2
20g	1,40	14,0	6	1,90	19,0	1,9	2,4	24,0	2,0	2,6	26,0	2,4
30g	2,10	21,0	-	2,85	28,5	2,8	3,6	36,0	3,5	3,9	39,0	3,8
40g	2,80	28,0	12	3,80	38,0	4,0	4,8	48,0	5,0	5,2	52,0	5,4
50g	3,50	35,0	-	4,75	47,5	5,0	6,0	60,0	6,5	6,5	65,0	6,8
60g	4,20	42,0	18	5,70	57,0	6,0	7,2	72,0	8,0	7,8	78,0	8,4

Tabela E.20: Dados dos valores de voltagens e dos valores teóricos de poropressão para os piezômetros instalados na massa de solo

	N°10 / Prof. = 4 cm			N°9 / Prof. = 10 cm			N°8 / Prof. = 20 cm			N°7 / Prof. = 31 cm			N°6 / Prof. = 40 cm		
	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)
10g	0,40	4,0	5,0	1,00	10,0	-	2,00	20,0	0,5	3,10	31,0	0,5	4,00	40	-
20g	0,80	8,0	9,0	2,00	20,0	0,05	4,00	40,0	1,3	6,20	62,0	1,0	8,00	80	0,2
30g	1,20	12,0	14,0	3,00	30,0	0,08	6,00	60,0	-	9,30	93,0	1,4	12,00	120	0,3
40g	1,60	16,0	19,0	4,00	40,0	0,12	8,00	80,0	2,8	12,40	124	1,8	16,00	160	0,4
50g	2,00	20,0	24,0	5,00	50,0	0,15	10,0	100,0	-	15,50	155	2,2	20,00	200	0,5
60g	2,40	24,0	29,0	6,00	60,0	0,18	12,0	120,0	4,3	18,60	186	2,6	24,00	240	0,6



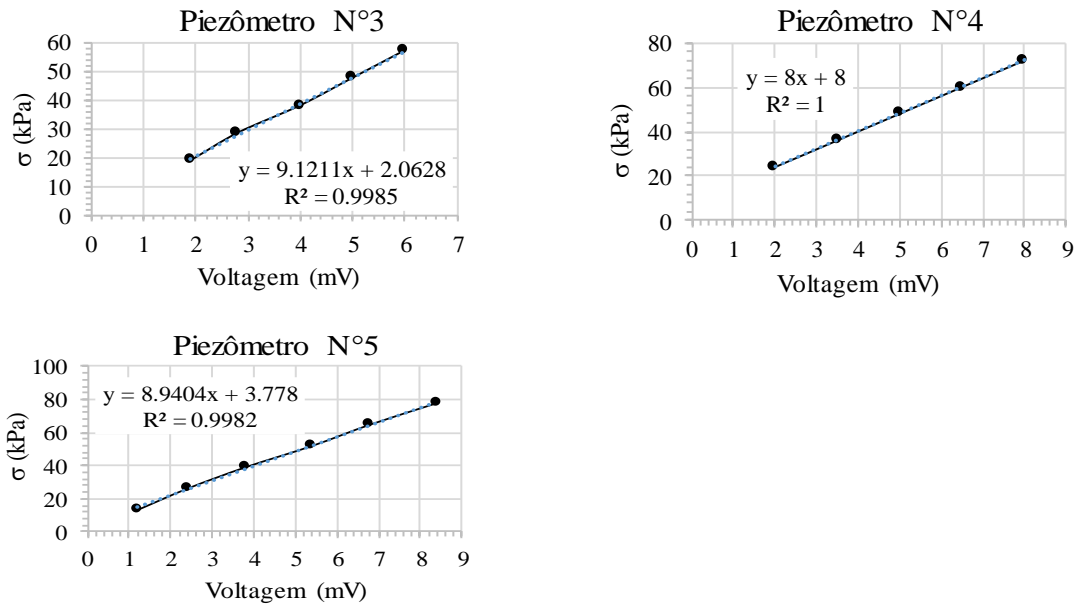


Figura E.9. Curva de calibração dos PPT instalados no suporte do túnel.

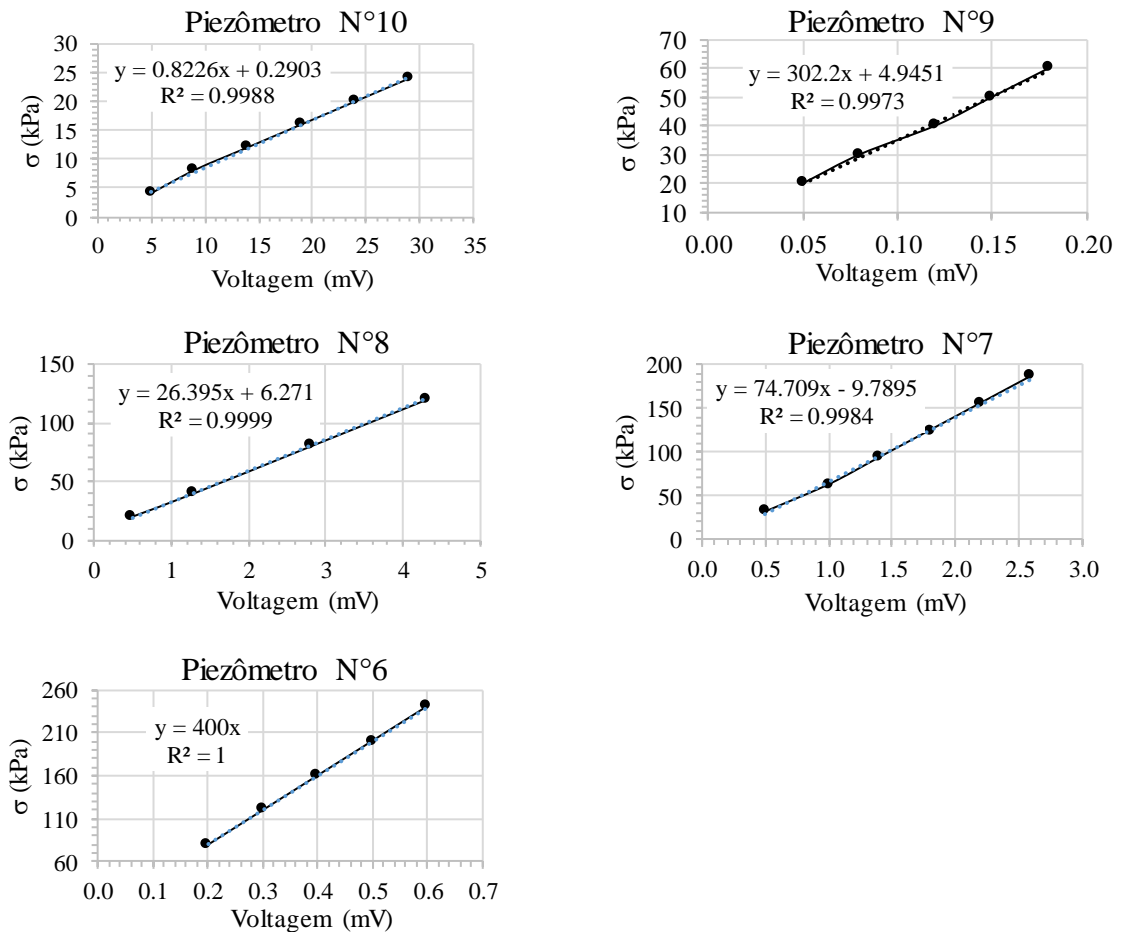


Figura E.10. Curva de calibração dos PPT do perfil de solo.

A terceira calibração dos piezômetros foi realizada por meio das leituras obtidas durante o voo na centrífuga do Modelo N°2. As leituras de poropressão foram registradas desde o início do



ensaio, de modo a utilizar os dados dos voos a 30, 60 e 80 g como dados de calibração. Dessa forma, na Figura E.11 são apresentadas as leituras obtidas nos piezômetros inseridos na massa de solo e, na Figura E.12, as leituras nos piezômetros instalados no tubo.

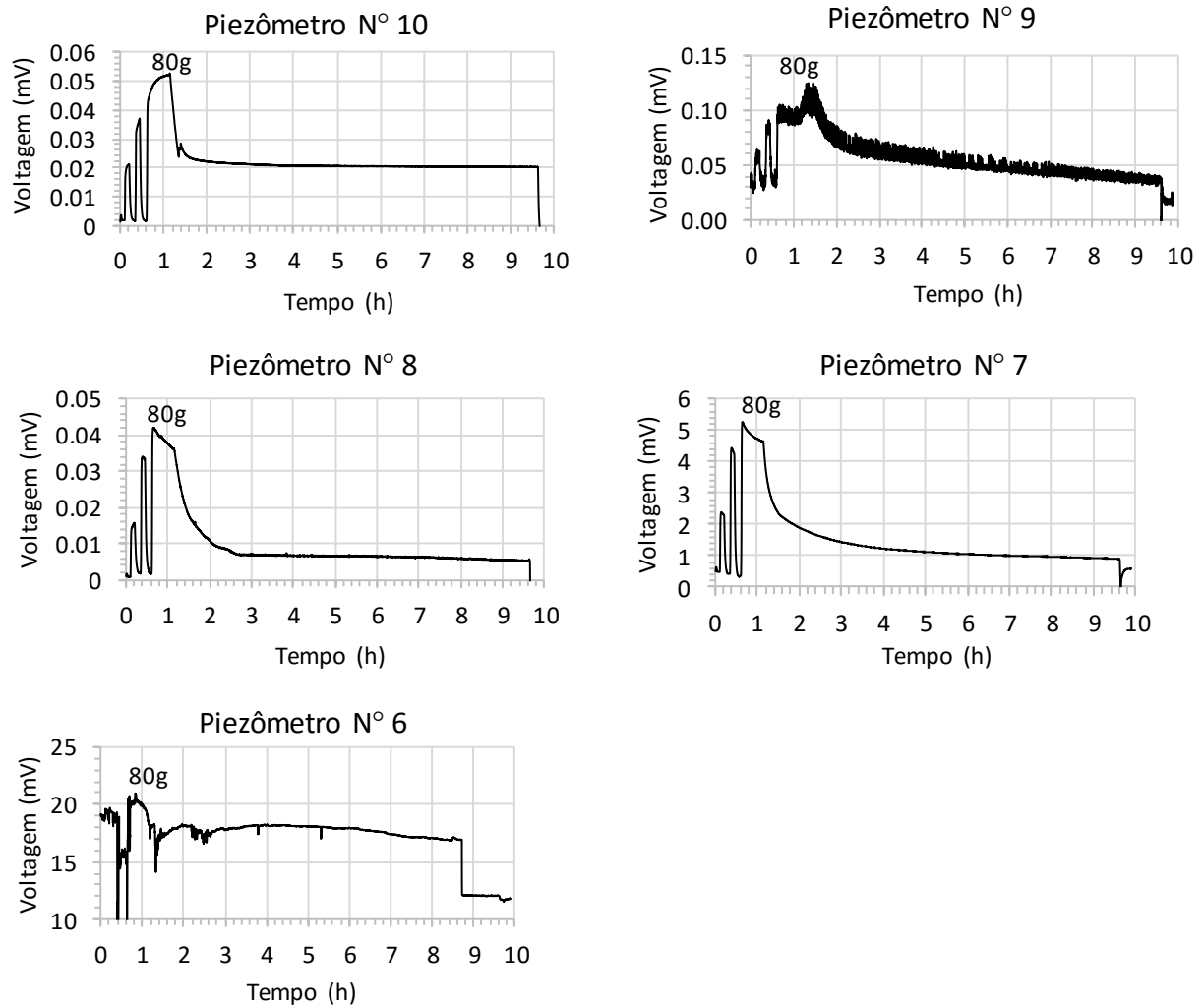
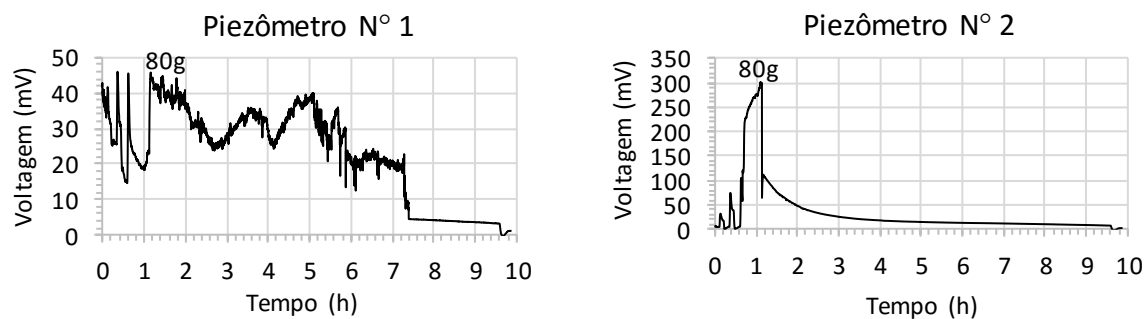


Figura E.11. Leitura dos PPT colocados na massa de solo no modelo N°2.



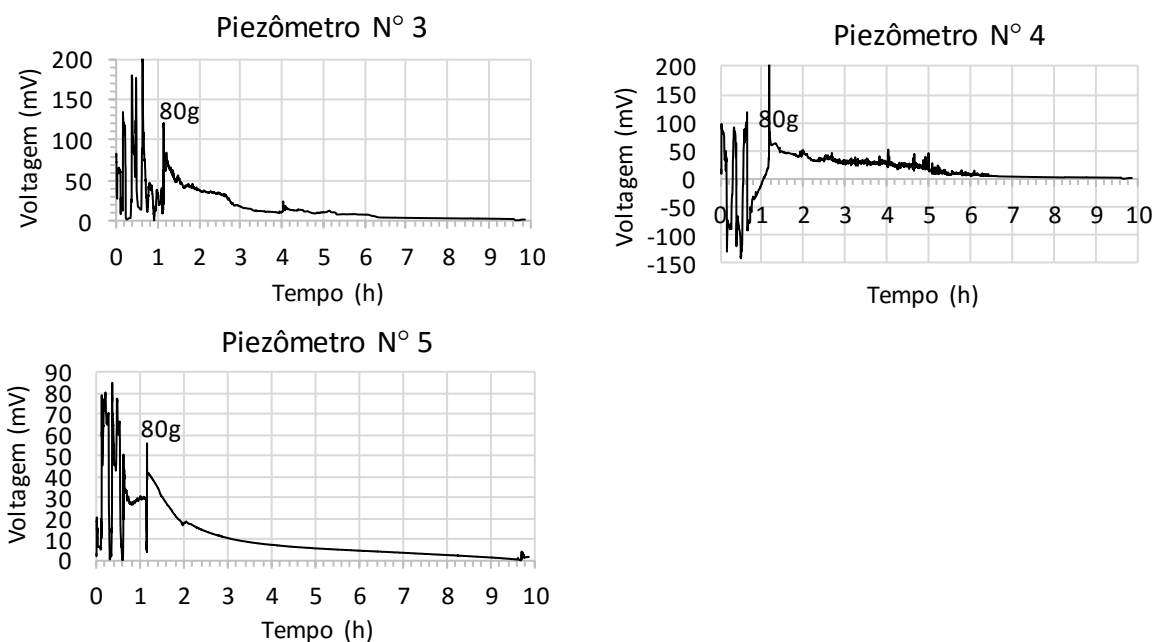


Figura E.12. Leitura dos PPT instalados no suporte do túnel no modelo N°2.

Na Tabela E.21 e E.22, são apresentados os valores das voltagens (obtidos na Figura E.9 e Figura E.10) e os valores teóricos de poropressão para os piezômetros instalados no suporte do túnel e na massa de solo, respectivamente. Na Figura E.13 e na Figura E.14, têm-se os gráficos de calibração de cada piezômetro, assim como as equações que permitem transformar as leituras de voltagens em poropressões.

Tabela E.21: Leituras dos piezômetros instalados na massa de solo.

	N°10 / Prof. = 12 cm			N°9 / Prof. = 17 cm			N°8 / Prof. = 39,5 cm			N°7 / Prof. = 36,5 cm		
	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)
5g	0,60	6,0	0,002	0,85	8,5	0,007	1,975	19,75	0,001	1,8	18,0	0,10
30g	3,60	36	0,020	5,10	51	0,030	11,85	118,5	0,014	10,8	108	1,90
60g	7,20	72	0,036	10,2	102	0,060	23,7	237	0,030	21,6	216	3,80
80g	9,60	96	0,050	13,6	136	0,080	31,6	316	0,040	28,8	288	4,90

Tabela E.22: Leituras dos piezômetros instalados no tubo.

	N°1 / Prof. = 27 cm			N°2 / Prof. = 28 cm			N°3 / Prof. = 30,5 cm			N°4 / Prof. = 33 cm			N°5 / Prof. = 34 cm		
	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	Volt. (mV)
0g	0,27	2,7	0	0,28	2,8	0	0,31	3,05	0	0,33	3,3	0	0,34	3,4	0
5g	1,35	13,5	-	1,4	14,0	-	1,52	15,25	-	1,65	16,5	-	1,7	17	-
30g	8,10	81,0	-	8,4	84,0	35	9,15	91,5	-	9,9	99	-	10,20	102	-
60g	16,2	162	-	16,8	168	80	18,3	183	-	19,8	198	-	20,40	204	-
80g	21,6	216	45	22,4	224	110	24,4	244	105	26,4	264	85	27,20	272	50

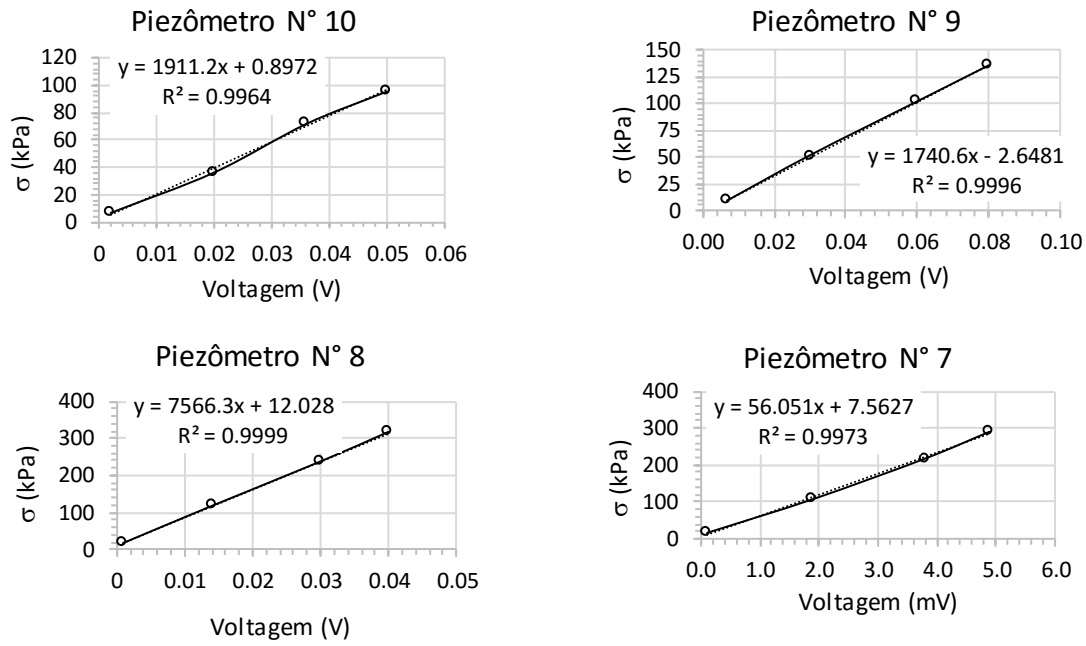


Figura E.13. Curva de calibração dos PPT inseridos na massa de solo no modelo N°2.

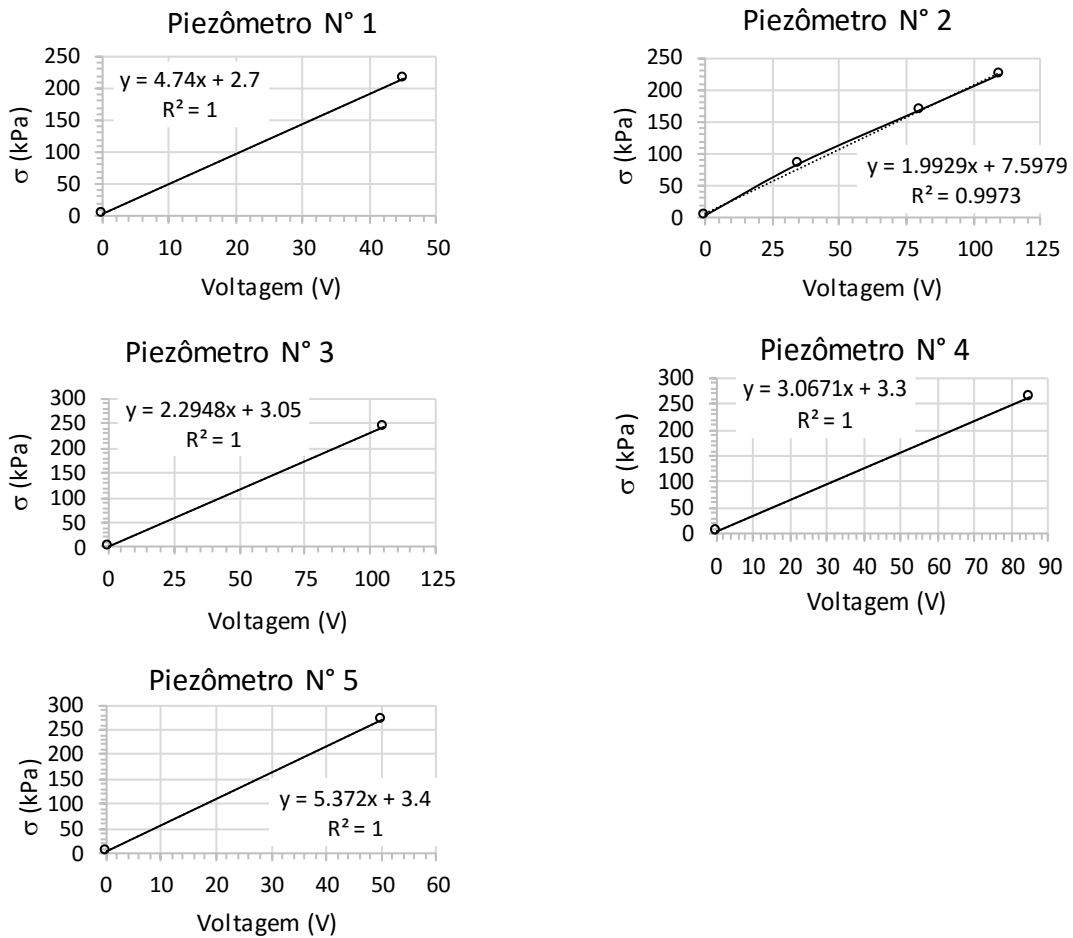


Figura E.14. Curva de calibração dos PPT instalados no suporte do túnel no modelo N°2.

## APÊNDICE F – Resultados obtidos por meio da instrumentação

### F.1. Medidor de deslocamento a laser

Na Figura F.1, é apresentado o gráfico da leitura do medidor de deslocamento a laser “Optex CD22-35VM12”, durante o ensaio de compressão diametral realizado no tubo de alumínio.

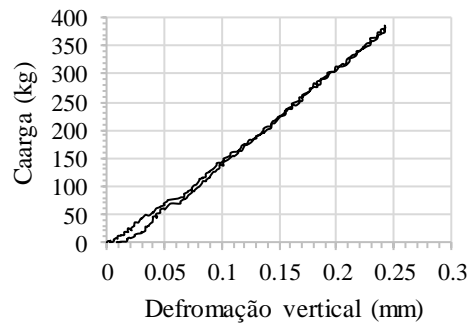
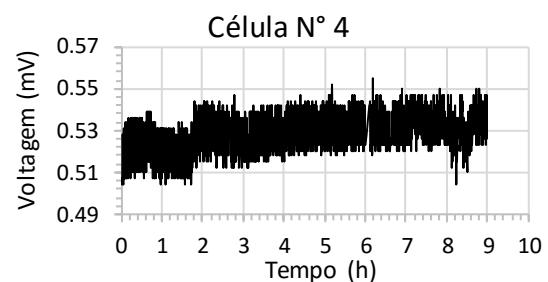
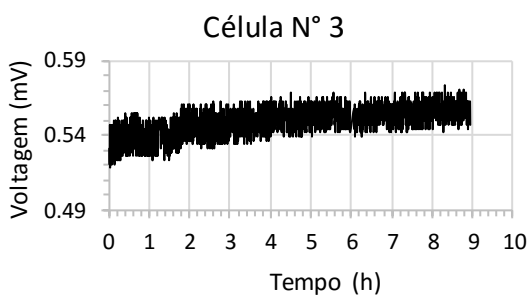
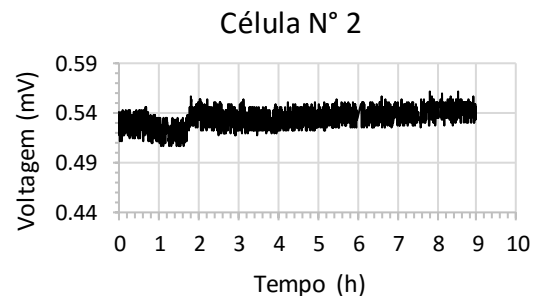
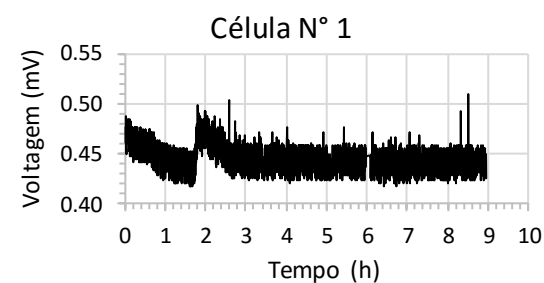


Figura F.1. Leitura do medidor de deslocamento a laser.

### F.2. Células de tensão total

Na Figura F.2, são apresentadas as leituras das células de tensão total no Modelo N°1, a partir do voo de 80g. Já na Figura F.3, são apresentadas as leituras das células de tensão total no modelo N°2, a partir do voo de 30g.



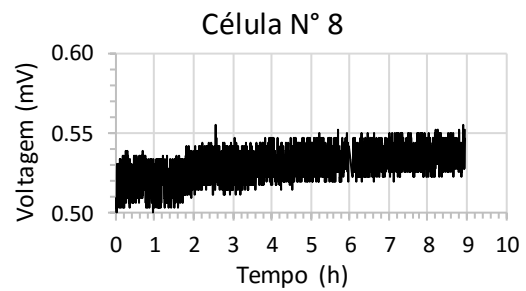
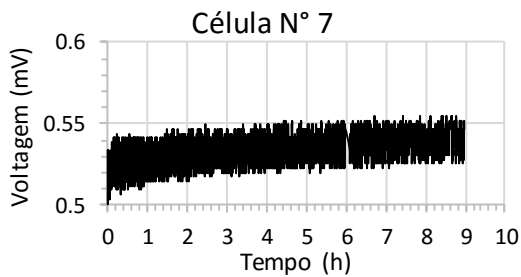
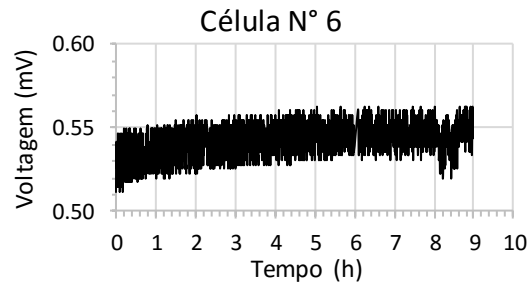
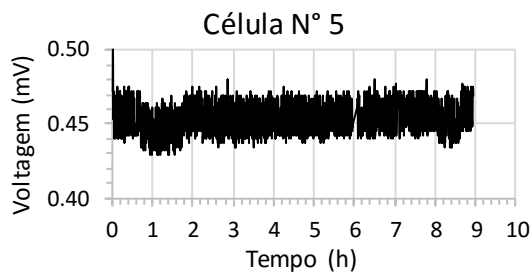
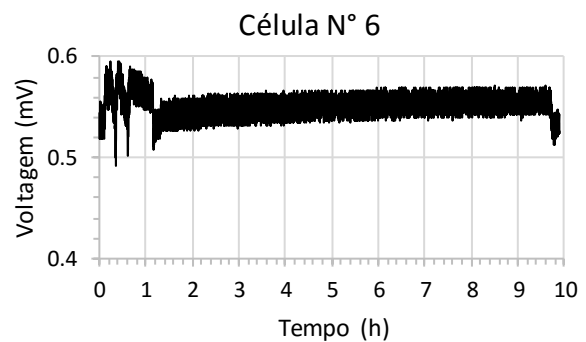
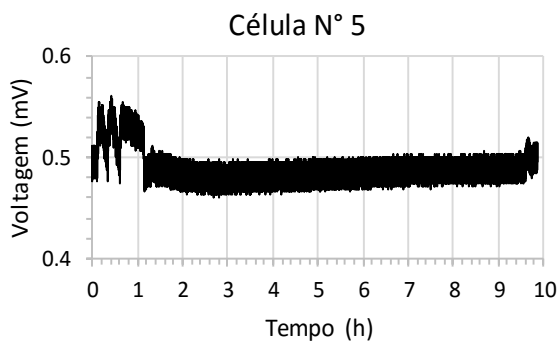
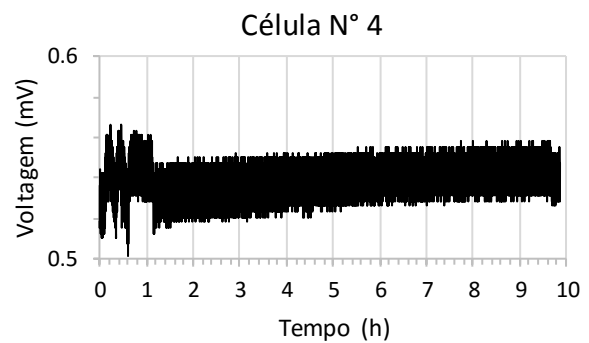
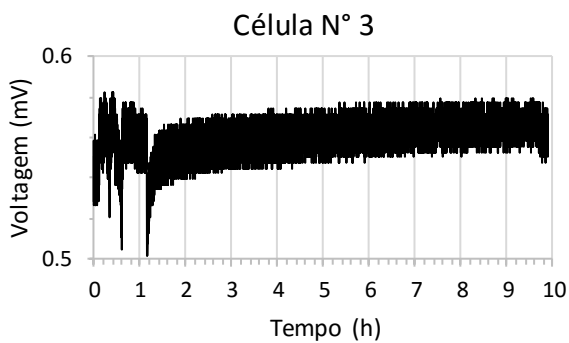
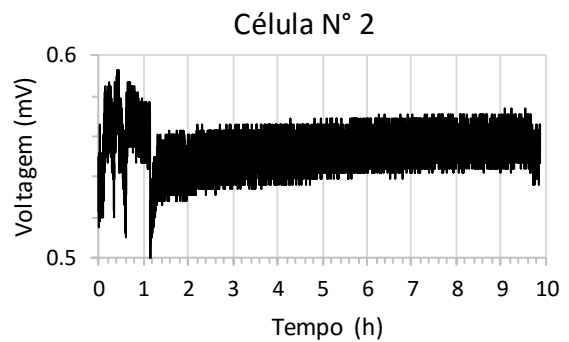
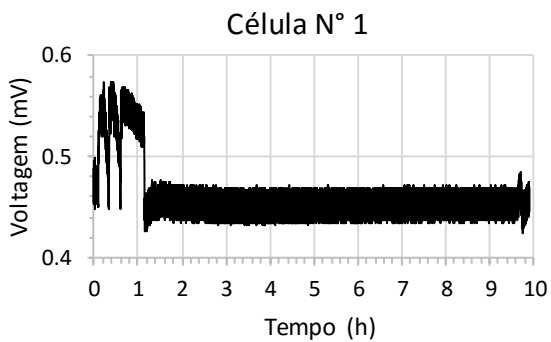


Figura F.2. Leitura das células de tensão total no Modelo N°1, a partir do voo de 80g.



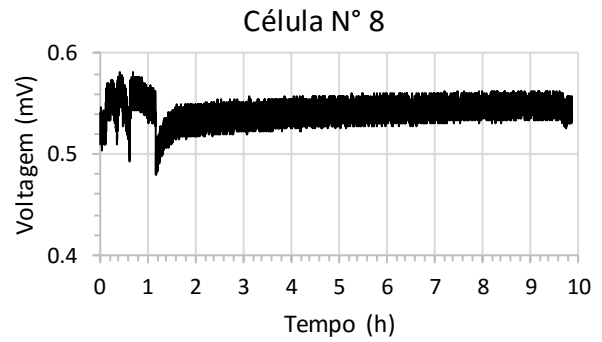
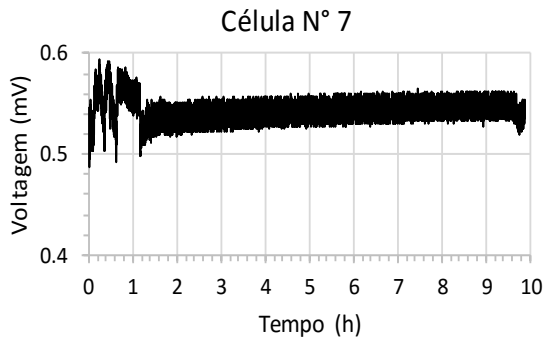
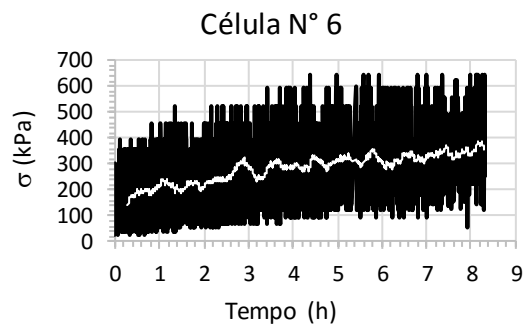
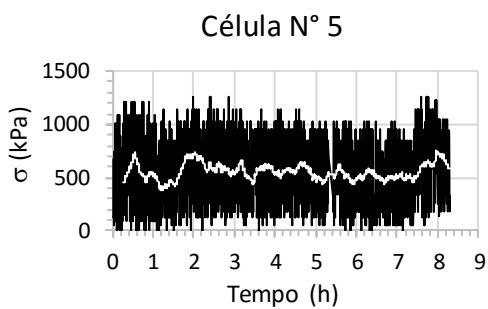
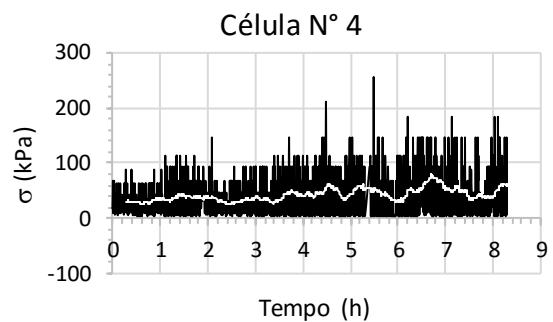
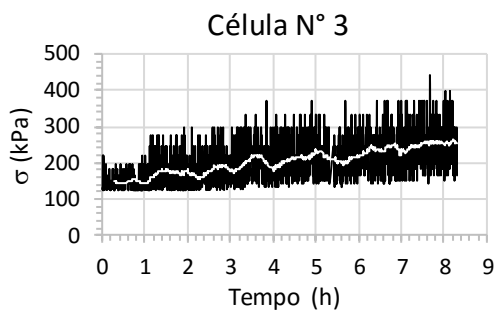
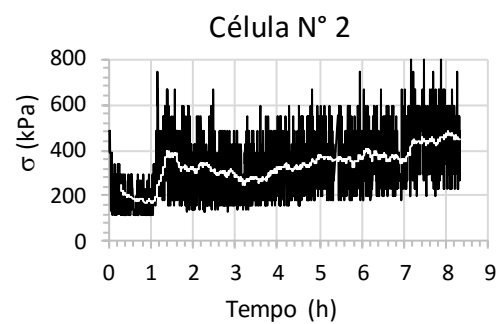
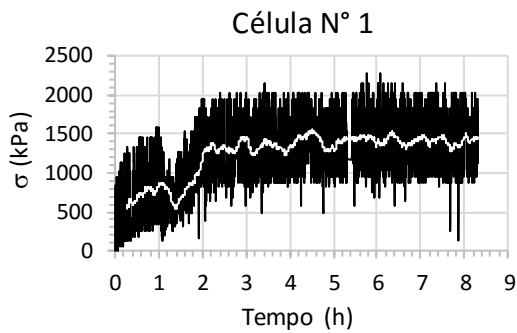


Figura F.3. Leitura das células de tensão total no modelo N°2, a partir do voo de 30g.

Nas Figuras F.4 e F.5, são apresentados valores de tensão total obtidos a partir do início do rebaixamento piezométrico para os modelos N°1 e N°2, respectivamente. A linha branca representa a média móvel 50.



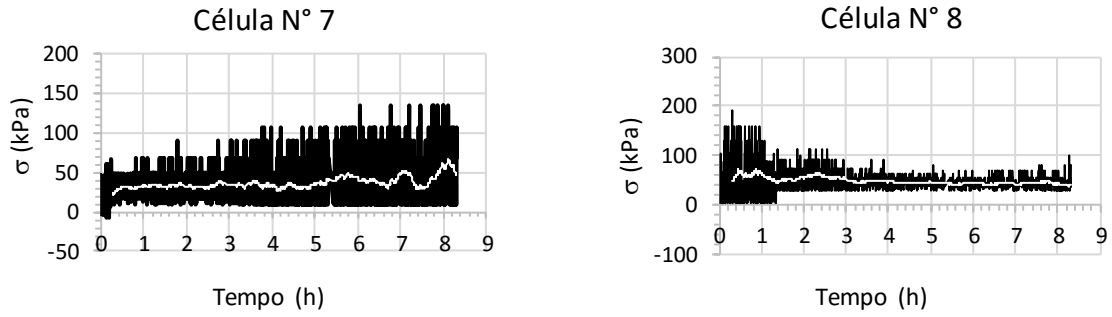


Figura F.4. Tensões totais durante a etapa de rebaixamento piezométrico no modelo N°1.

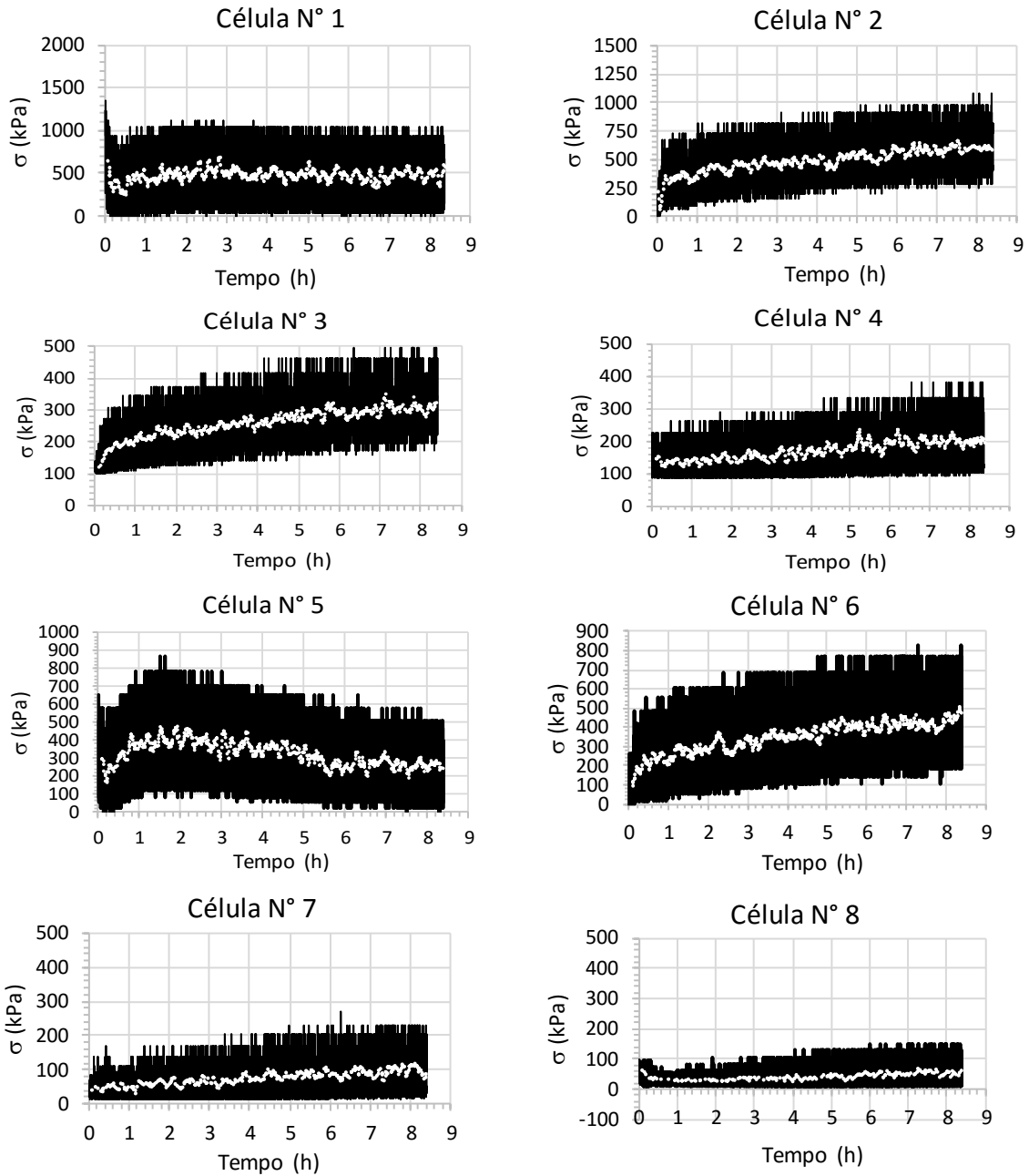


Figura F.5 Tensões totais durante a etapa de rebaixamento piezométrico no modelo N°2.

Nas Figuras F.6 e F.7, são apresentadas as curvas de tensões totais e a equação de ajuste para os modelos N°1 e N°2, respectivamente.

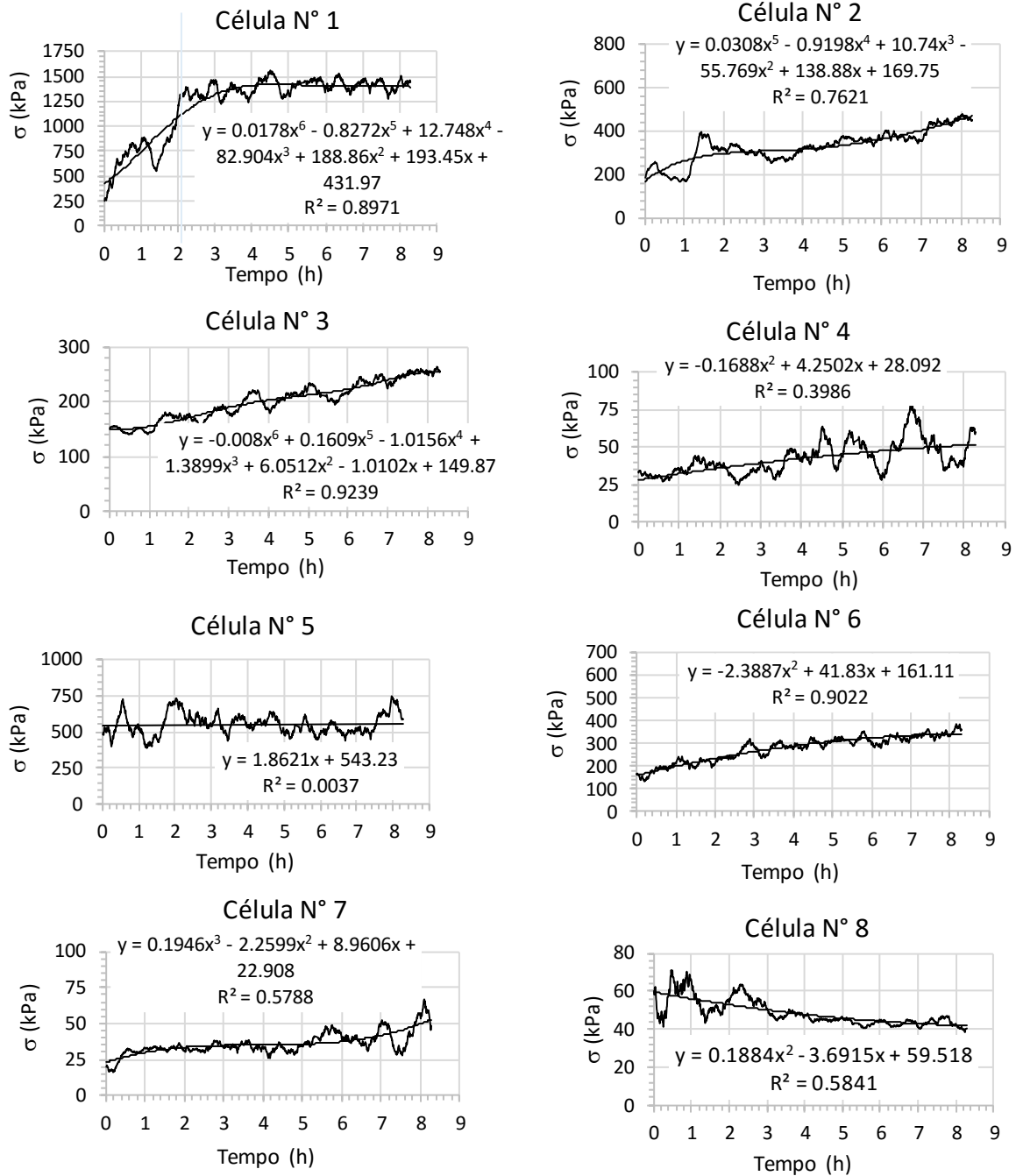


Figura F.6. Equações de ajuste para as leituras das células de tensão total durante o ensaio no modelo N°1.



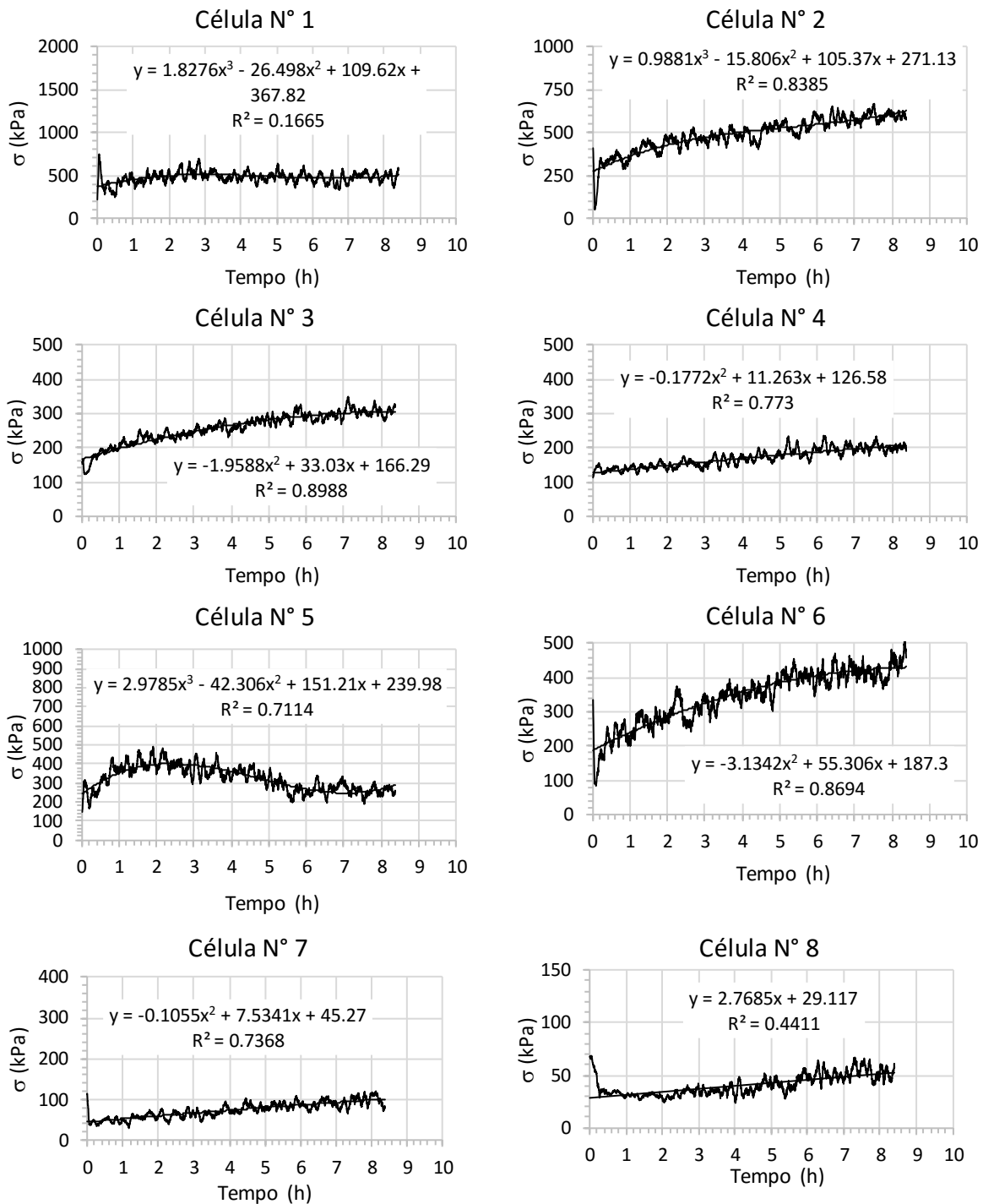


Figura F.7. Equações de ajuste para as leituras das células de tensão total durante o ensaio no modelo N°2.

### F.3. LVDT instalado dentro do túnel

Na Figura F.8, são apresentadas as leituras do LVDT instalado dentro do túnel no modelo N°1. As leituras começaram a 80 g.

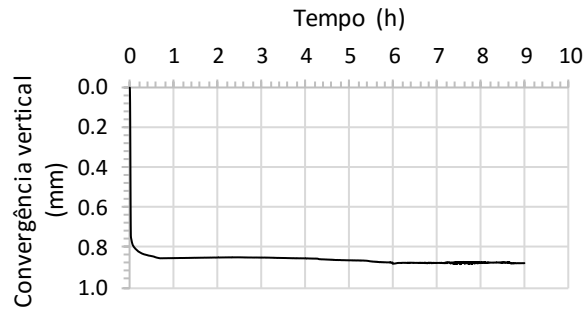
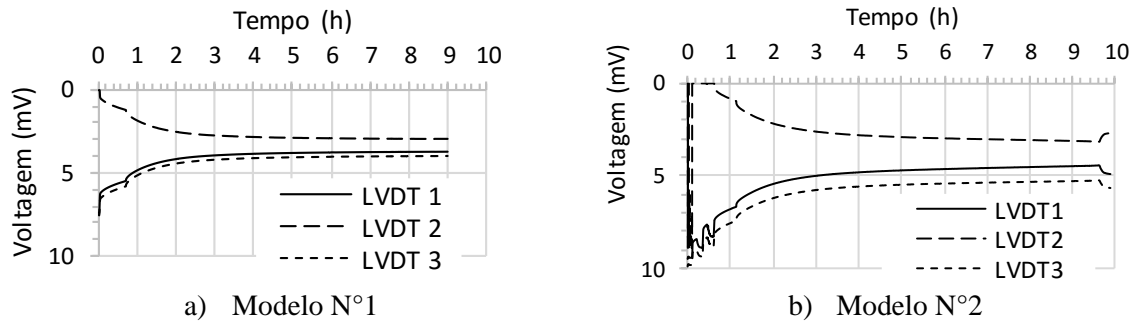


Figura F.8. Leituras do LVDT instalado dentro do túnel.

#### F.4. LVDT instalados na superfície

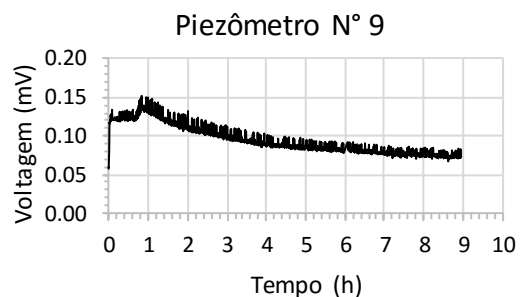
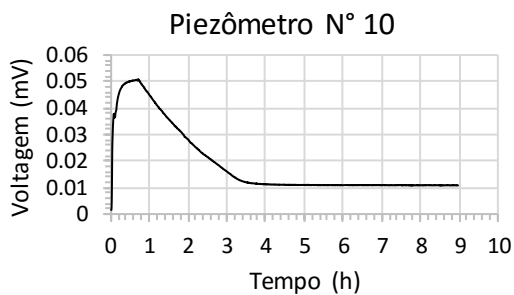
Na Figura F.9, são apresentadas as leituras dos três transformadores diferenciais de variável linear (LVDT) para ambos os modelos. No caso do modelo N°1, as leituras começaram a 80g, enquanto que, para o modelo N°2, as leituras começaram a 30 g.



a) Modelo N°1  
b) Modelo N°2  
Figura F.9. Leituras dos LVDTs de superfície. a) Modelo N°1; b) Modelo N°2

#### F.5. Piezômetros

Na Figura F.10 e na Figura F.11, são apresentadas as leituras dos piezômetros inseridos na massa de solo durante o ensaio na centrífuga do modelo N°1 e N°2, respectivamente.



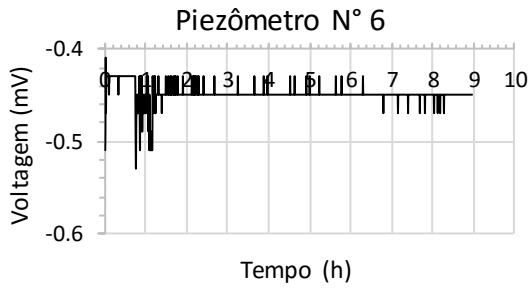
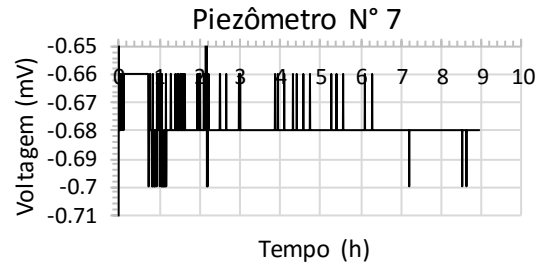
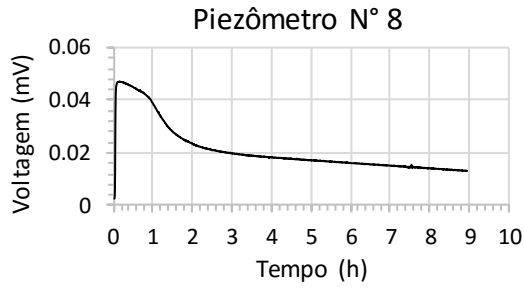


Figura F.10. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) colocados na massa de solo no modelo N°1.

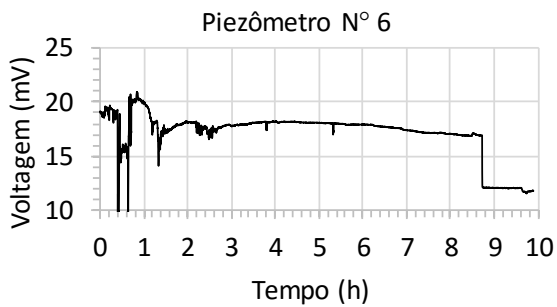
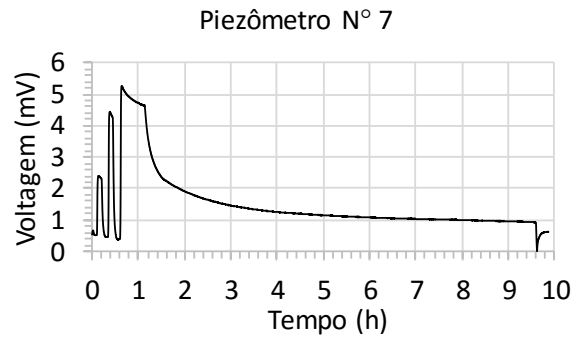
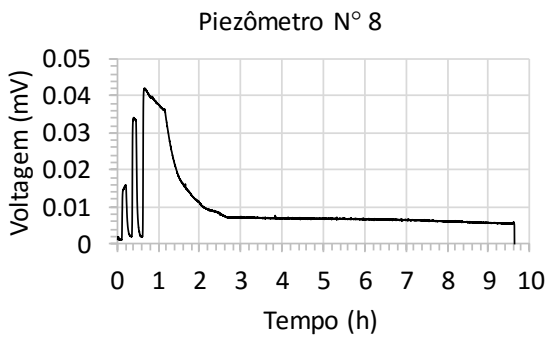
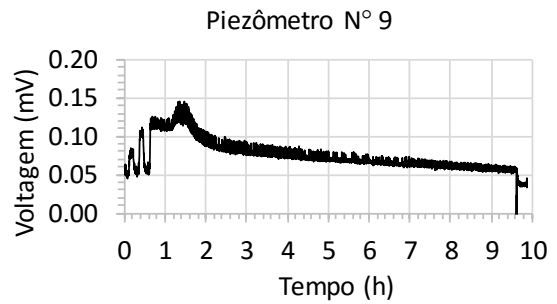
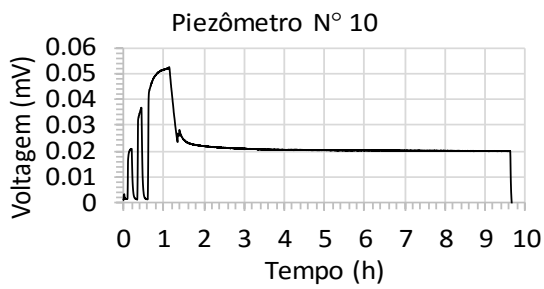


Figura F.11. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) colocados na massa de solo no modelo N°2.

Na Figura F.12 e F.13, são apresentadas as leituras dos transdutores de poropressão (PPT) colocados no suporte do túnel no modelo N°1 e N°2, respectivamente. Todavia, não foi possível obter resultados a partir destas leituras.

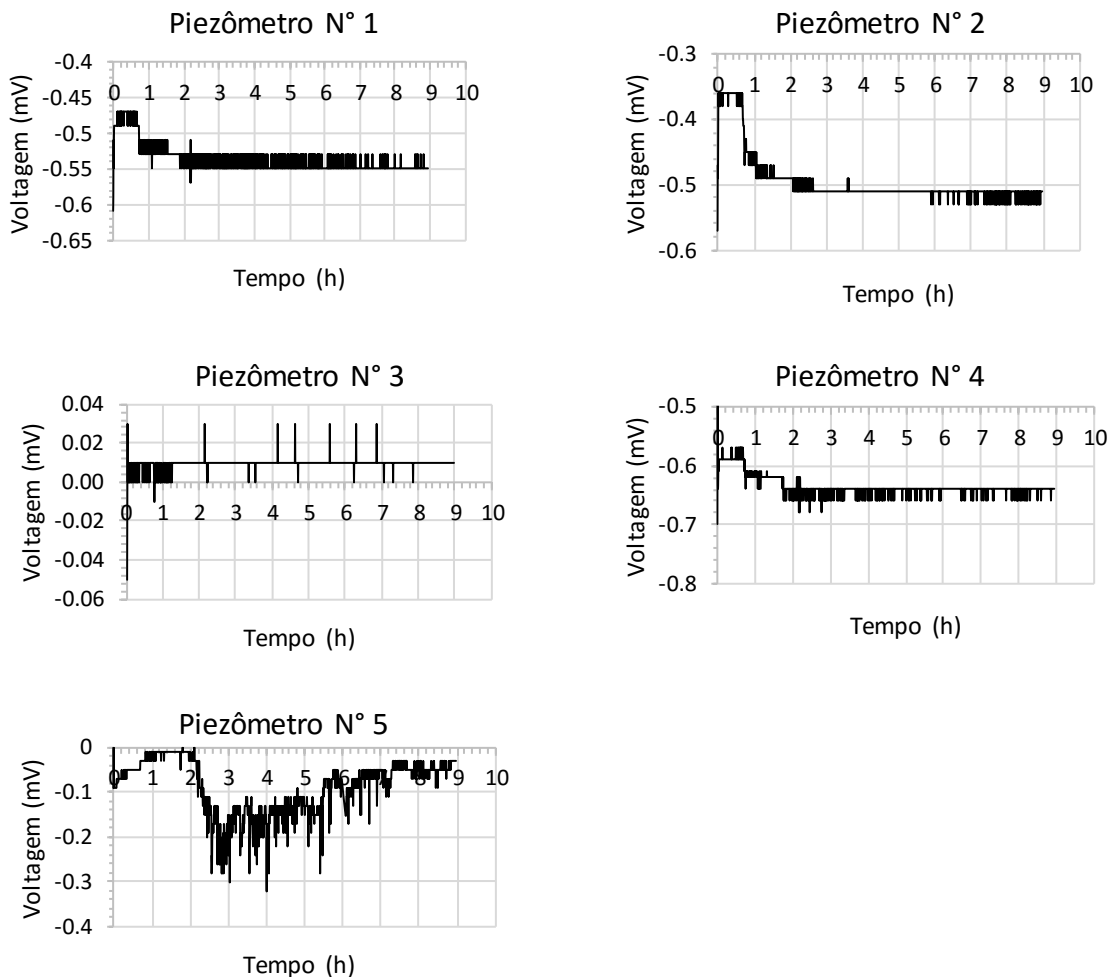
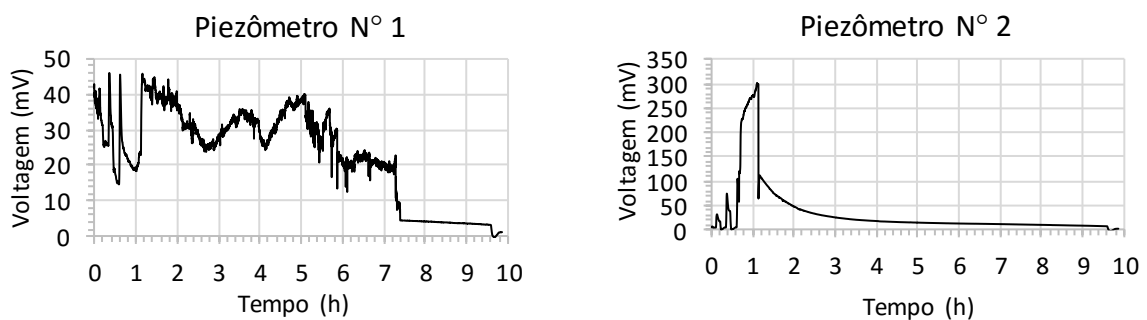


Figura F.12. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) instalados no suporte do túnel no modelo N°1.



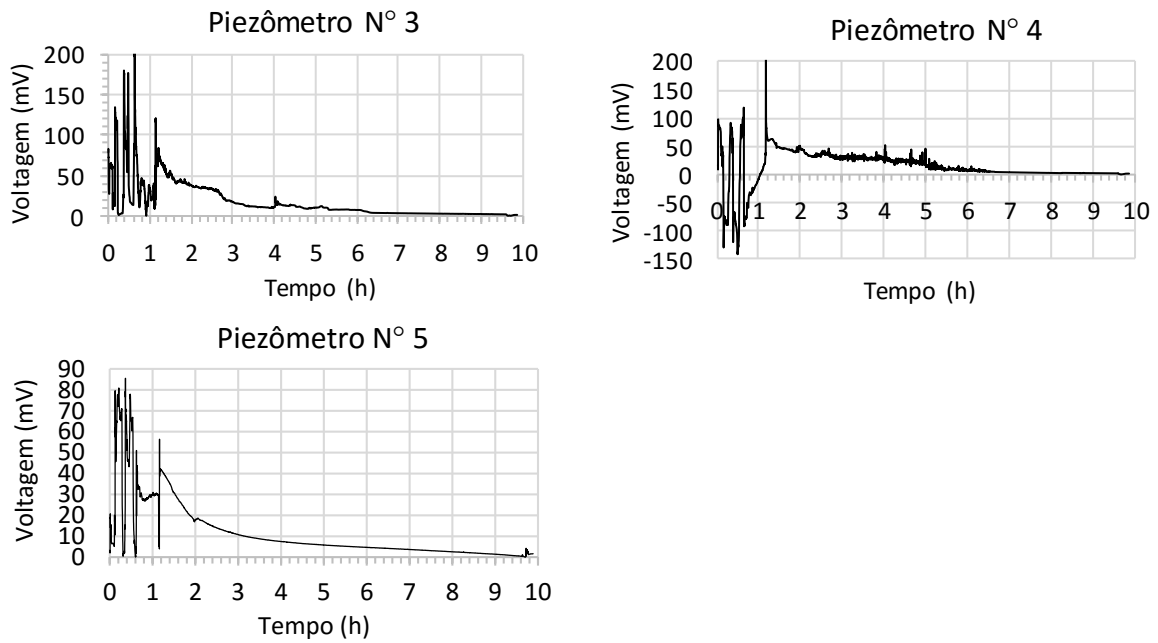


Figura F.13. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) instalados no suporte do túnel no modelo N°2.

Na Figura F.14 e na Figura F.15, são apresentadas as leituras dos transdutores de poropressão (PPT) inseridos na massa de solo no modelo N°1 e N°2, respectivamente. Foram representadas as leituras a partir do voo de 80 g. Pontua-se que os piezômetros N° 6 e N° 7 do modelo N°1 não registraram leituras corretas.

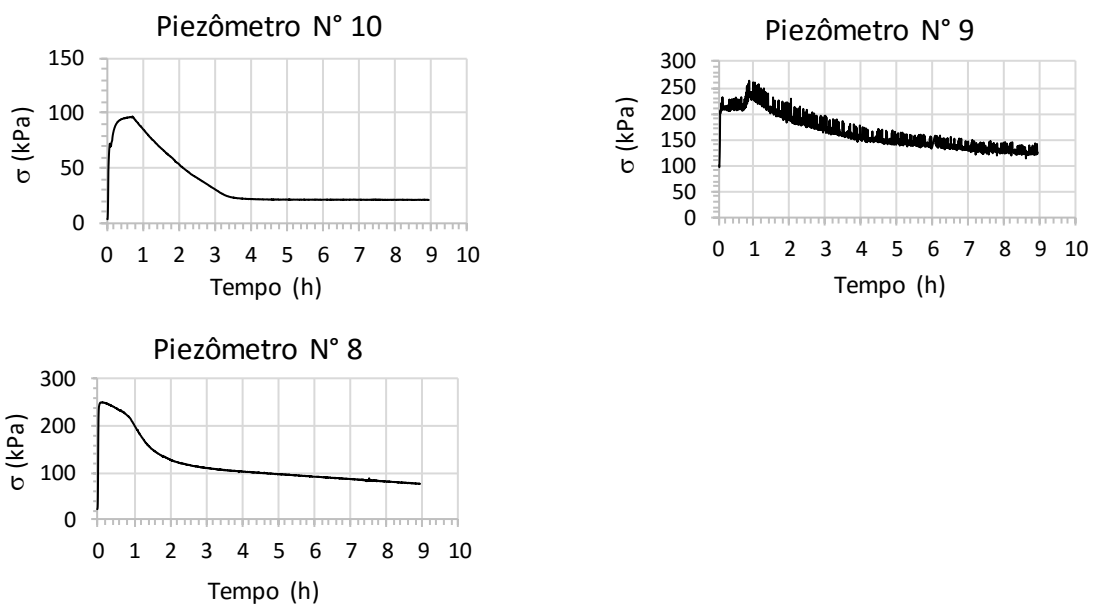


Figura F.14. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) inseridos na massa de solo no modelo N°1.

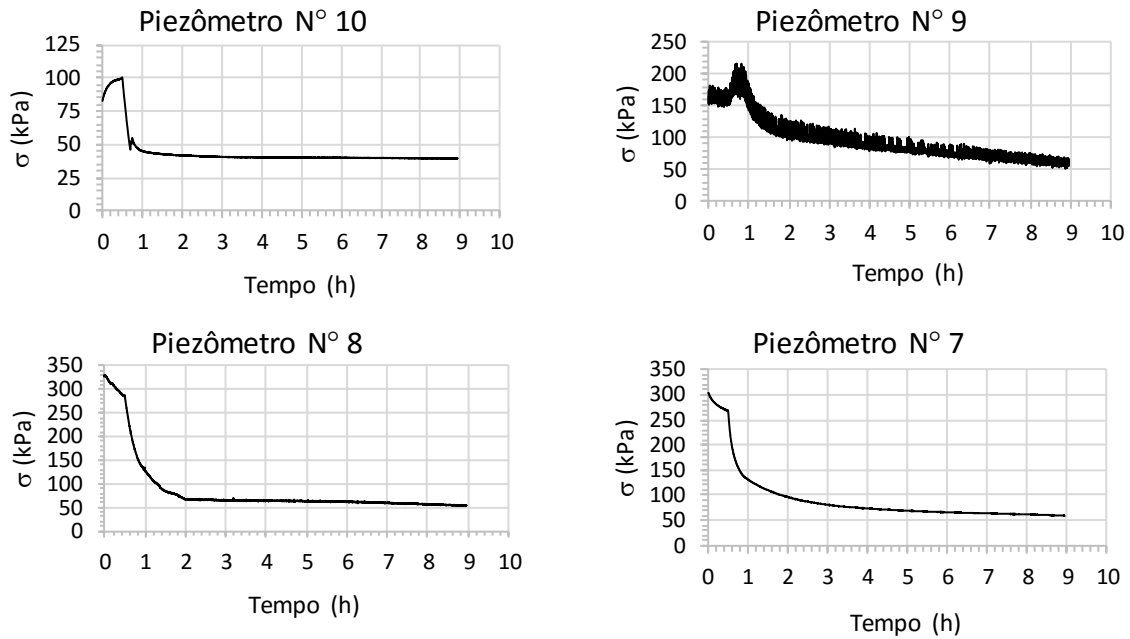
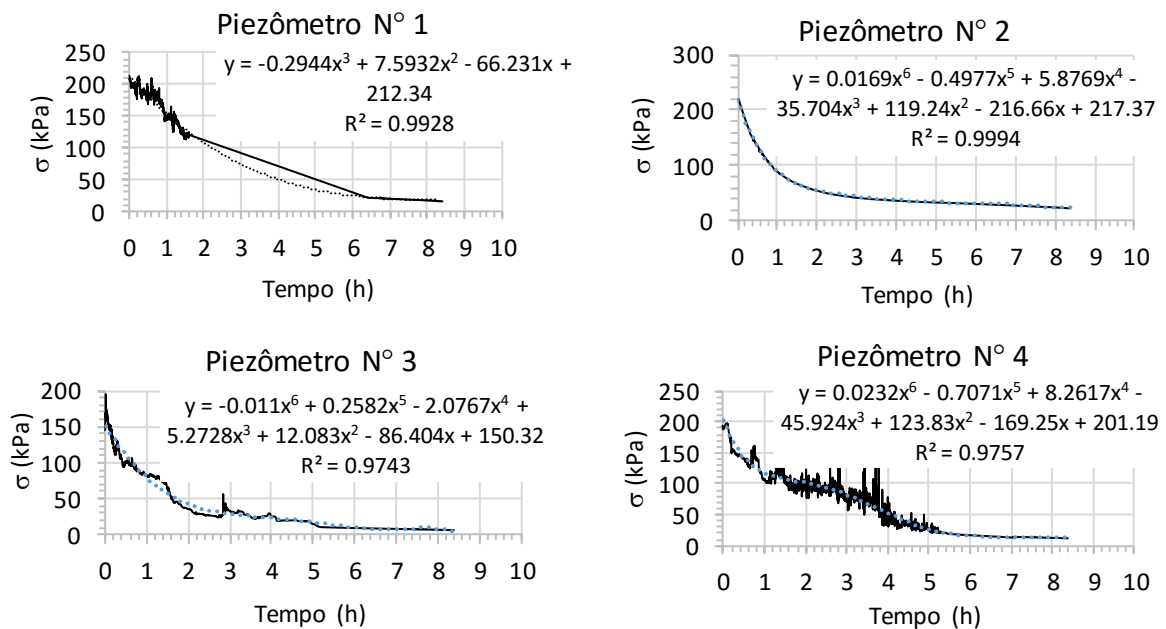


Figura F.15. Leituras dos transdutores de poropressão (PPT) inseridos na massa de solo no modelo N°2.

A partir das leituras apresentadas na Figura F.16 e das equações de calibração, foram obtidas as equações de rebaixamento de poropressão para os piezômetros do modelo N°2, colocados no suporte do túnel.



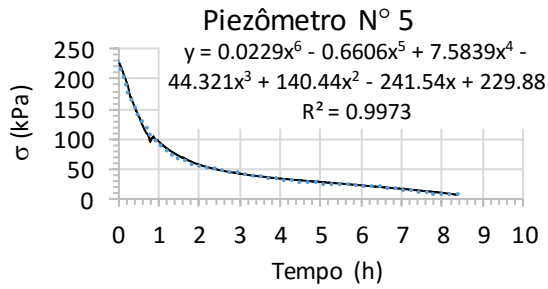
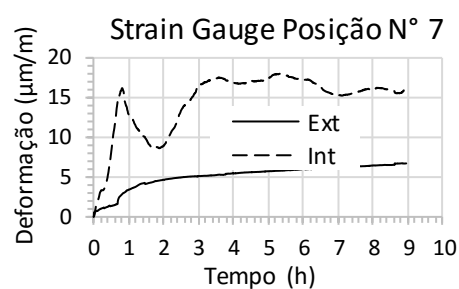
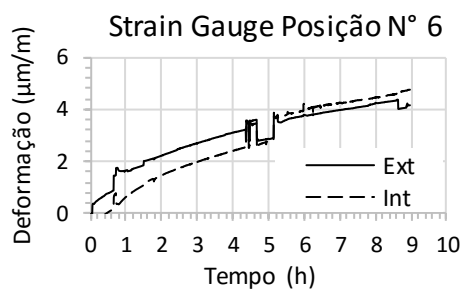
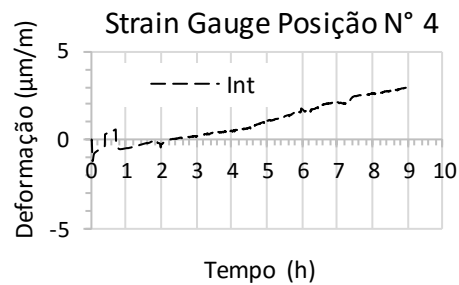
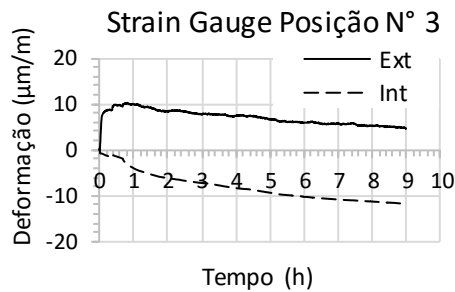
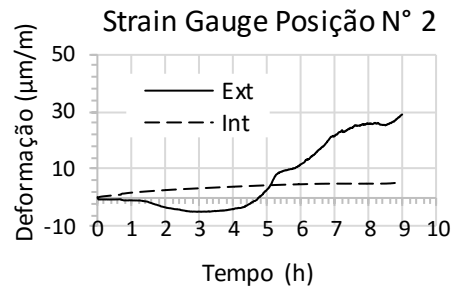
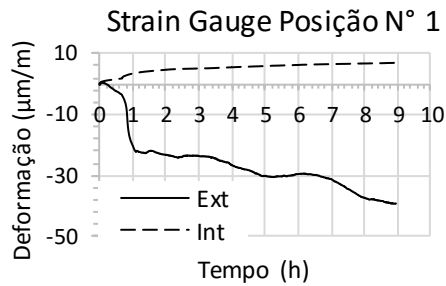


Figura F.16. Rebaixamento de poropressão ao redor do túnel no modelo N°2.

## F.6. Strain gauges

Na Figura F.17, são apresentadas as leituras dos *strain gauges* no modelo N°1, a partir do voo de 80g. Na Figura F.18, são apresentadas as leituras dos *strain gauges* no modelo N°2, a partir do voo de 30 g.



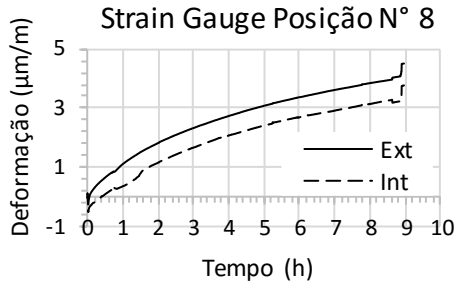


Figura F.17. Leituras dos *strain gauges* no modelo N°1, iniciando as leituras a partir do voo de 80g.

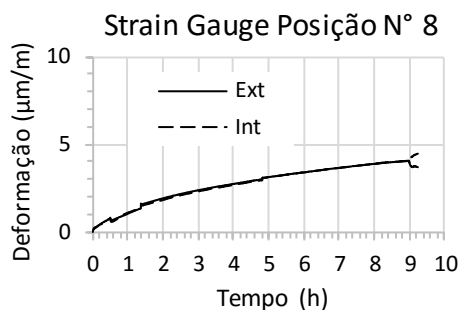
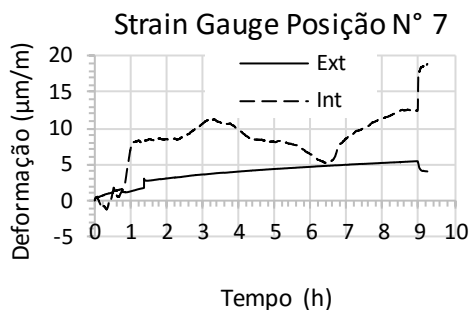
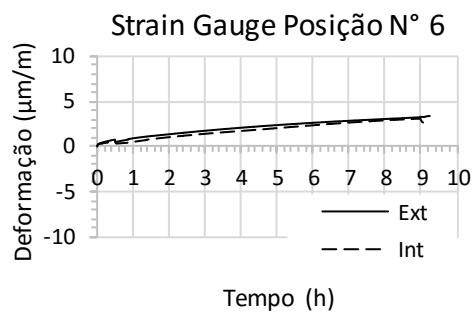
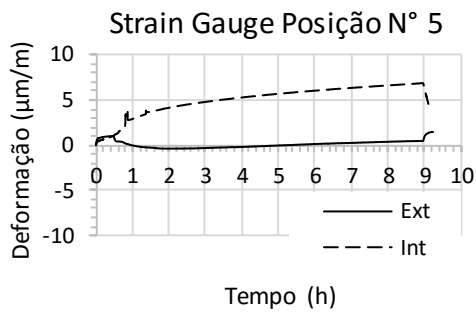
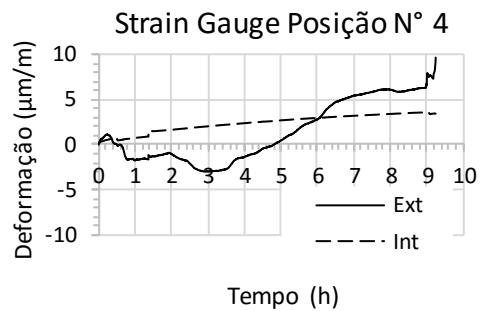
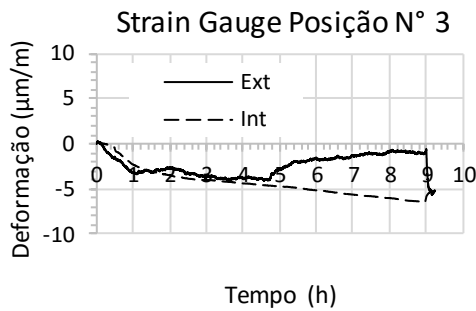
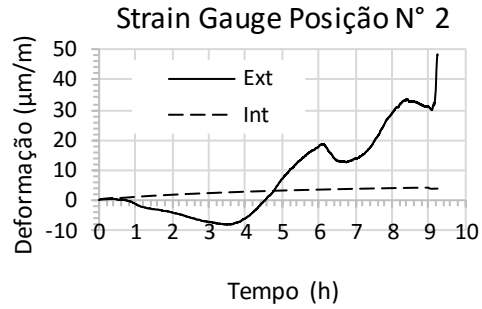
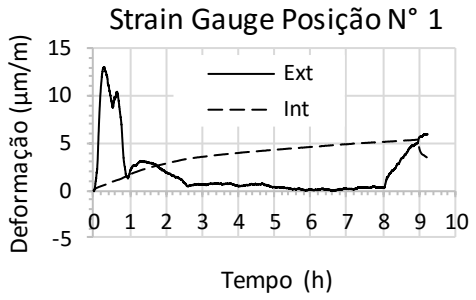


Figura F.18. Leituras dos *strain gauges* no modelo N°2, começando as leituras a partir do voo a 30g.

Na Figura F.19 e na Figura F.20, são apresentadas as equações de ajuste e os valores de  $R^2$  dos *strain gauges* posicionados no interior do tubo, imediatamente antes do início da etapa de drenagem.



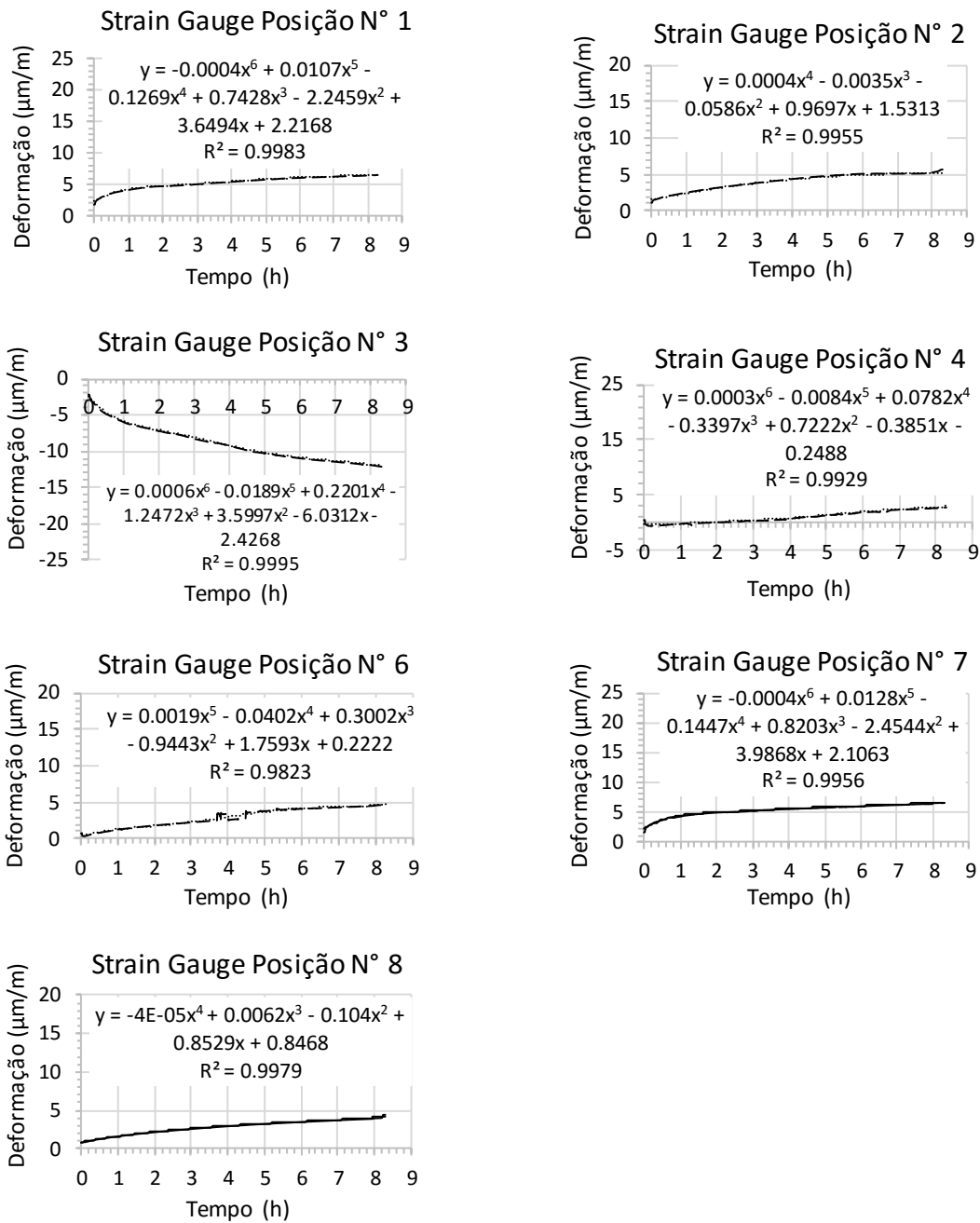
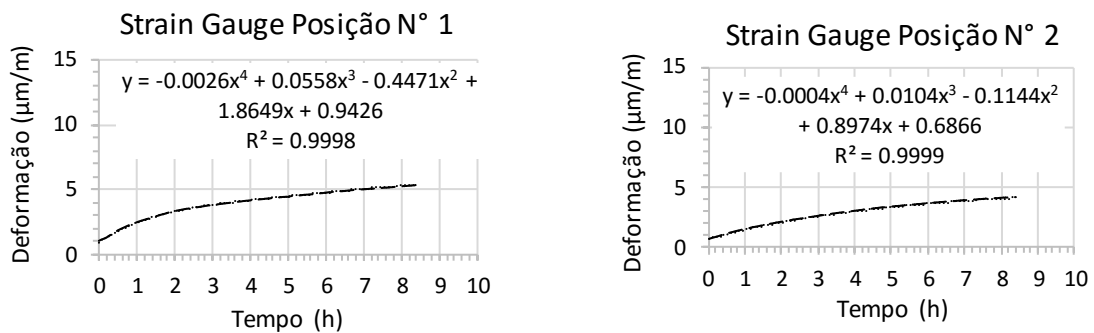


Figura F.19. Ajuste das leituras dos *strain gauges* posicionados no interior do tubo no modelo N°1, a partir do início da etapa de drenagem.



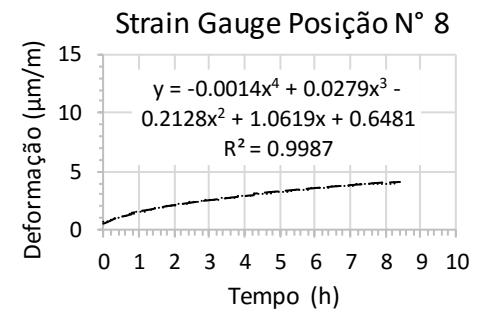
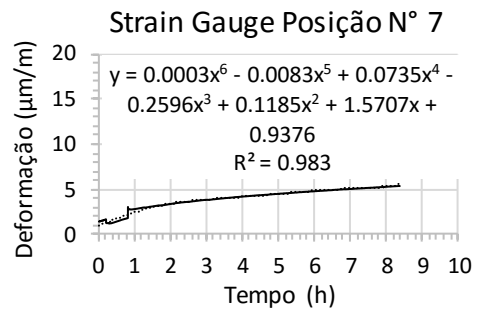
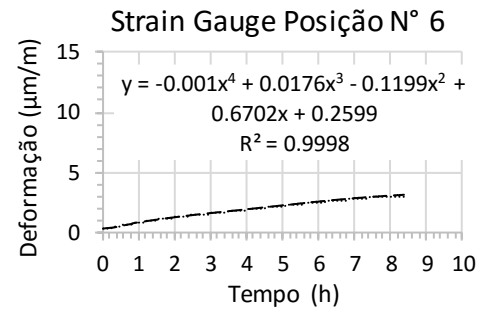
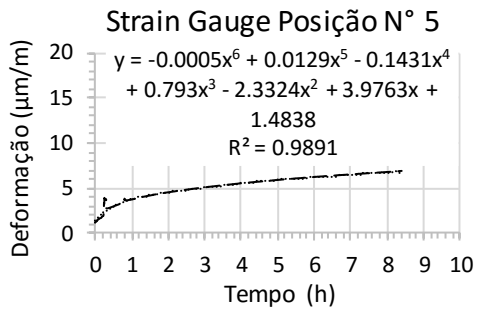
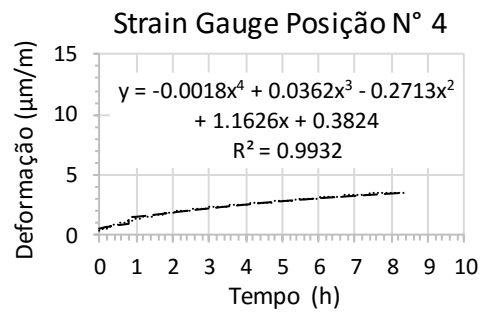
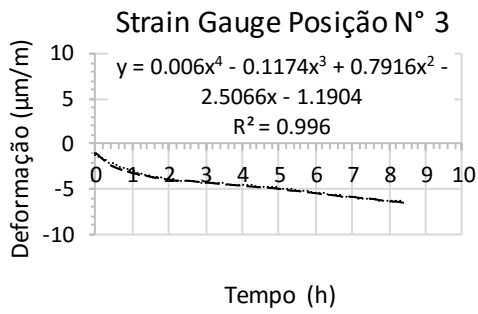


Figura F.20. Ajuste das leituras dos *strain gauges* posicionados no interior do tubo no modelo N°2, a partir do início da etapa de drenagem.

## APÊNDICE G – Curvas obtidas na etapa de adensamento

Nas Figuras G.1, G.2 e G.3, são apresentados os gráficos de força vs tempo para o molde cilíndrico, modelo N°1 e modelo N°2, respectivamente. As cargas foram aplicadas por um compactador pneumático de modo a obter o perfil do solo por adensamento.

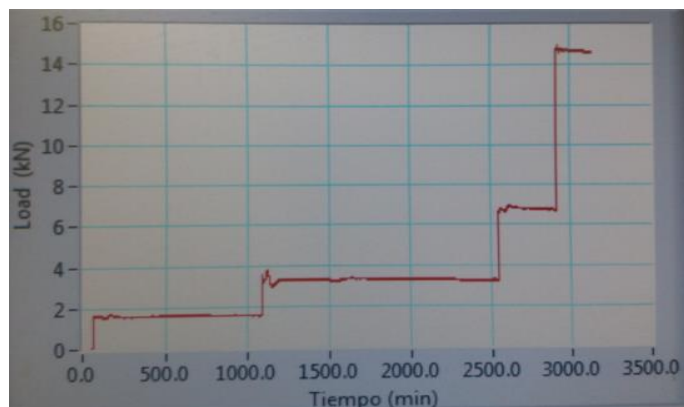


Figura G.1. Gráfico de pressão vs tempo – molde cilíndrico.

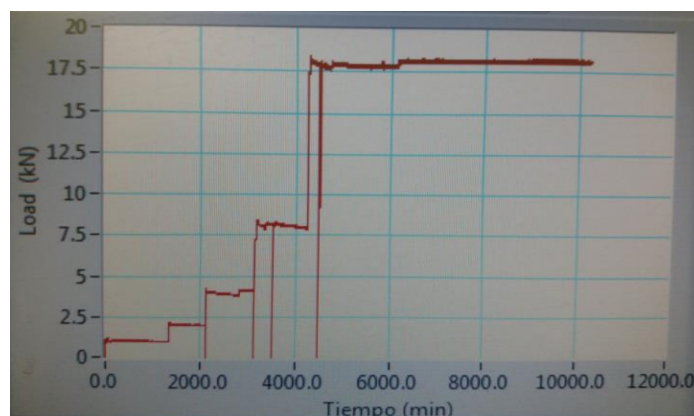


Figura G.2. Gráfico de pressão vs tempo – Modelo N°1.

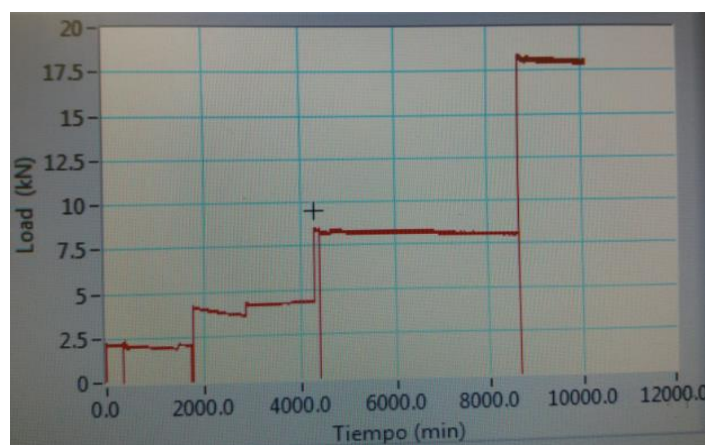


Figura G.3. Gráfico de pressão vs tempo – Modelo N°2.

As etapas de adensamento para obtenção do perfil de tensões efetivas do solo, mediante o adensamento a 1g, foram controladas pelo método de Tylor. Na Figura G.4, são apresentadas as curvas

de Tylor para o controle do adensamento no modelo do cilindro e, na Figura G.5 e Figura G.6, são apresentadas para o modelo N°1 e N°2, respectivamente.

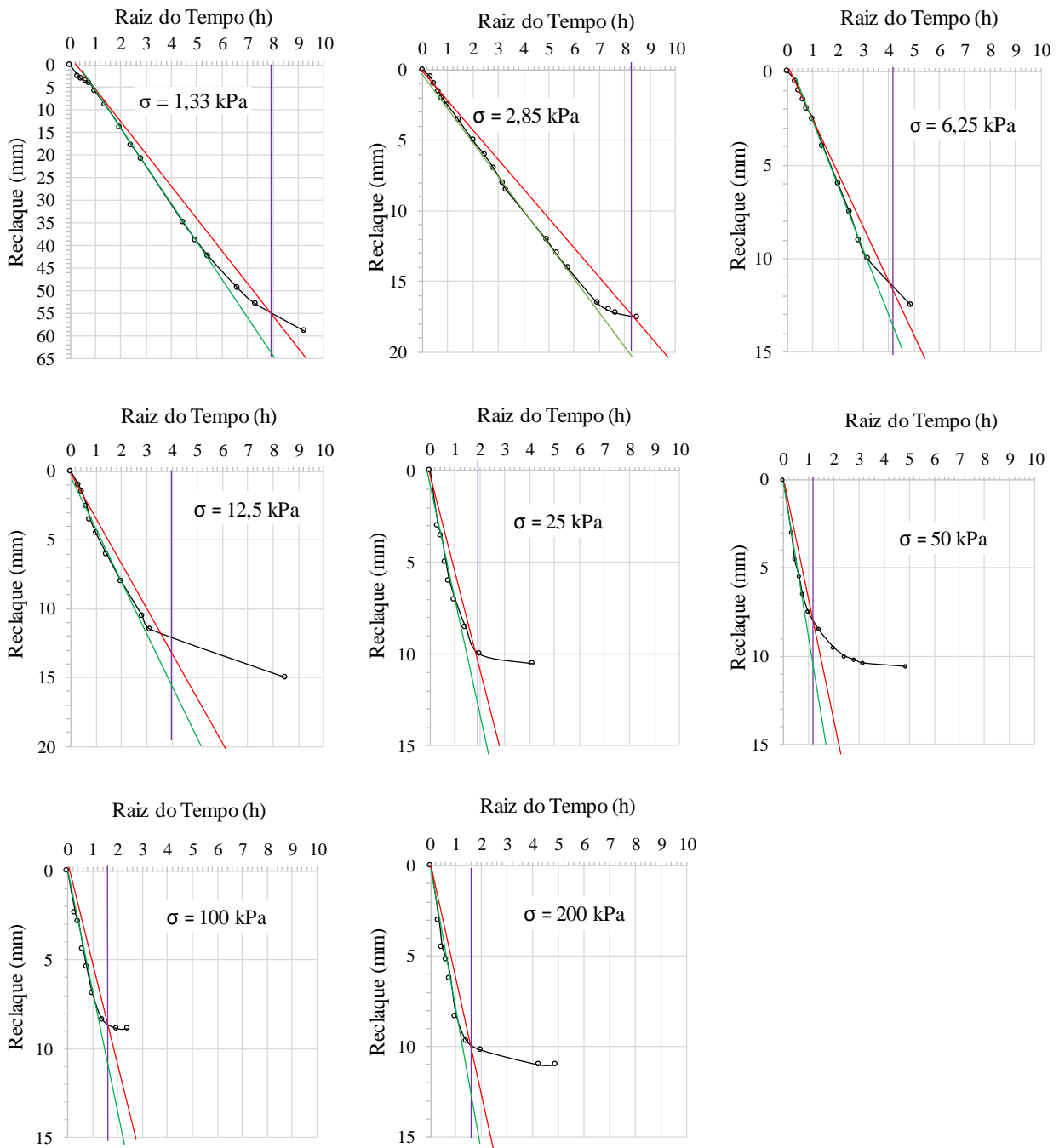


Figura G.4. Controle das etapas de adensamento pelo método de Tylor para o modelo do cilindro.

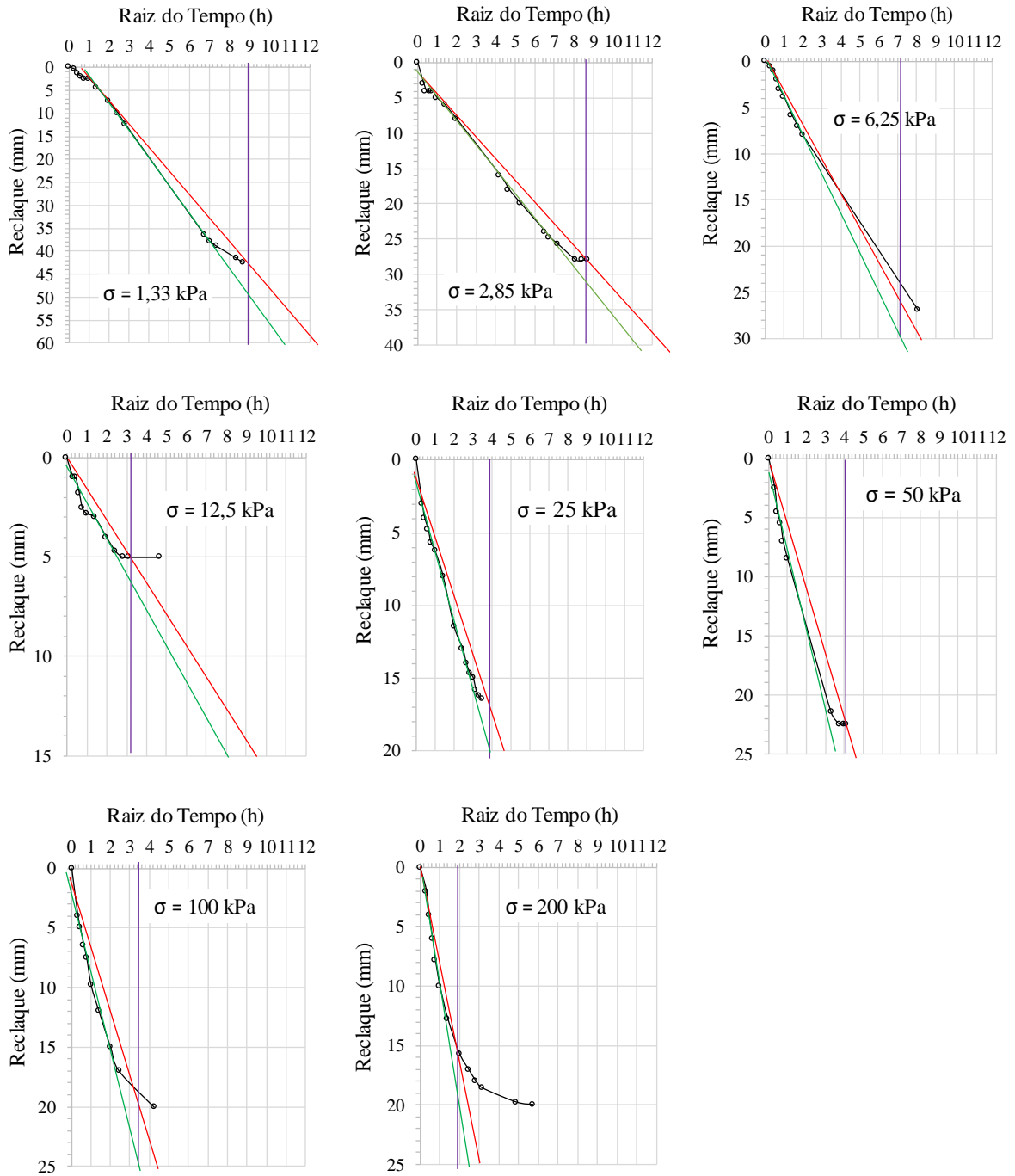


Figura G.5. Controle das etapas de adensamento pelo método de Taylor para o modelo N°1.

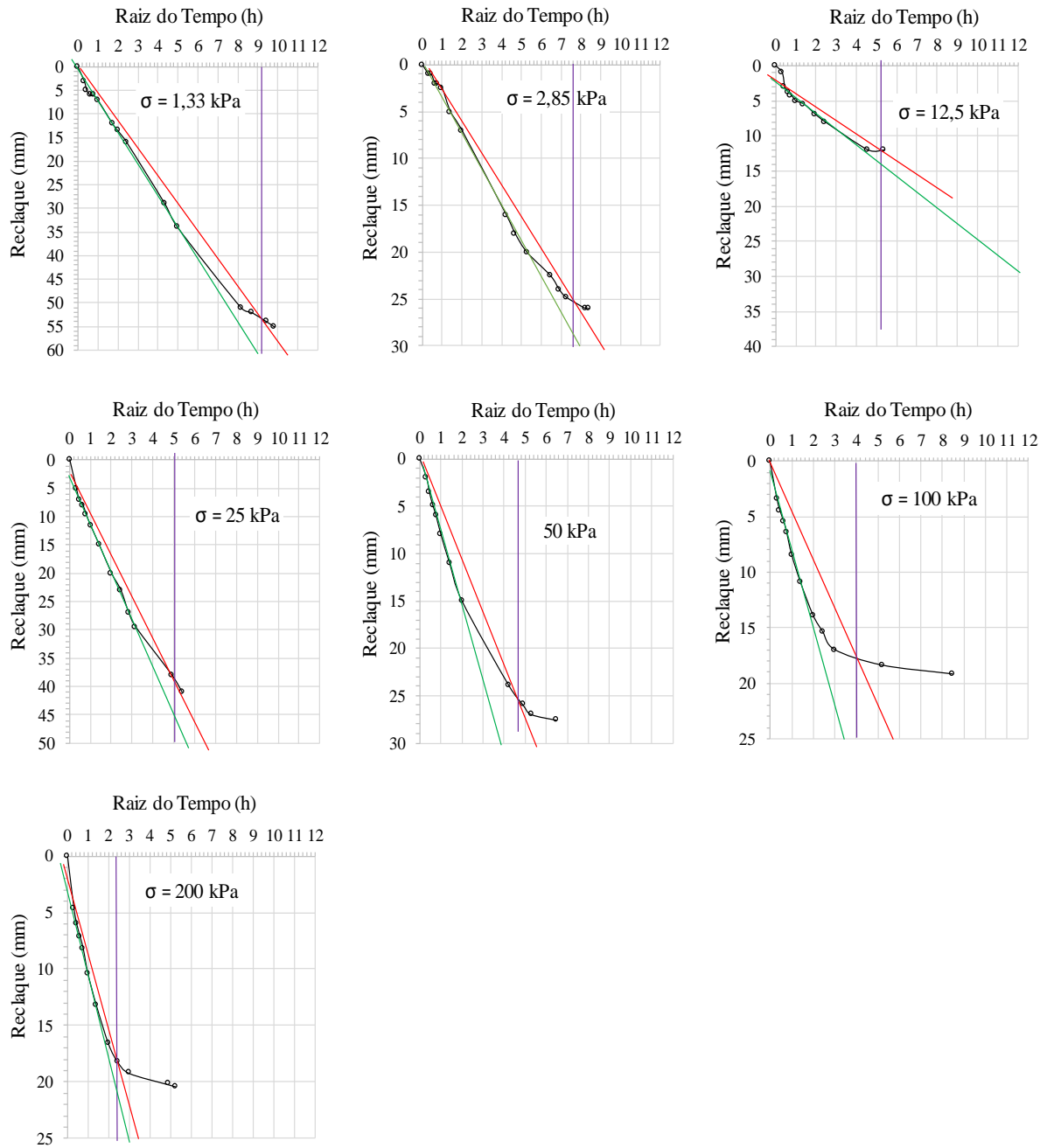


Figura G.6. Controle das etapas de adensamento pelo método de Tylor para o modelo N°2.