

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

ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM SOLOS MOLES
SUBMETIDOS AO REBAIXAMENTO DAS PRESSÕES INTERSTICIAIS

ALAN RIBEIRO SANTOS

ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, D.Sc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-406/2024

BRASÍLIA / DF: MAIO/2024

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

**ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM SOLOS MOLES
SUBMETIDOS AO REBAIXAMENTO DAS PRESSÕES INTERSTICIAIS**

ALAN RIBEIRO SANTOS

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE.**

APROVADA POR:

Prof. Juan Félix Rodríguez Rebolledo, D.Sc (UnB)
(Orientador)

Prof. Manoel Porfírio Cordão Neto, D.Sc (UnB)
(Examinador interno)

Prof. Jorge Esteban Alarcón Guerrero, D.Sc (UdeA)
(Examinador externo)

DATA: BRASÍLIA/DF, 24 DE MAIO DE 2024

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, ALAN RIBEIRO

Estudo numérico do comportamento de túneis em solos moles submetidos ao rebaixamento das pressões intersticiais, 2024, 117 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2024).

Dissertação Mestrado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|-------------------------|-------------------------|
| 1. Túneis | 2. Solo mole |
| 3. Rebaixamento | 4. Subsidência regional |
| 5. Centífuga geotécnica | 6. Modelagem numérica |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, A.R. (2024). Estudo numérico do comportamento de túneis em solos moles submetidos ao rebaixamento das pressões intersticiais. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-406/2024, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Alan Ribeiro Santos

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo numérico do comportamento de túneis em solos moles submetidos ao rebaixamento das pressões intersticiais

GRAU/ANO: Mestre/2024

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

Alan Ribeiro Santos

Rua Coronel Fulgêncio, 162, Apto. 104, São Lucas

30240-340 – Belo Horizonte/MG - Brasil

E-mail: alanrsmbs@gmail.com

Aos meus pais, Edson e Genelice

À minha irmã, Luana

Aos meus amigos

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e irmã, pelo amor e suporte permanentes e incondicionais.

Ao meu orientador, prof. Juan Félix Rodríguez Rebolledo, pelas ideias, direções apontadas, empenho e apoio no desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos, em especial os do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Poucas vezes fui tão feliz como ao lado deles.

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

À Universidade de Brasília (UnB), pelas pessoas e experiências proporcionadas.

RESUMO

A demanda por túneis tem aumentado significativamente nas últimas décadas devido ao avanço da urbanização e da densificação populacional. Em cidades assentes em solos moles, essa necessidade também tem crescido. A construção de túneis nessas condições é desafiadora, uma vez que esse tipo de solo apresenta propriedades desfavoráveis de resistência e compressibilidade. Em cidades como Bogotá, Bangkok, Cidade do México, Jacarta, Kuala Lumpur, Shanghai, Singapura e Tóquio, a complexidade associada à construção desse tipo de estrutura é ainda maior, pois nesses locais ocorre um processo de adensamento do solo argiloso mole induzido pelo rebaixamento da pressão hidrostática inicial em aquíferos subjacentes. Esse fenômeno altera a distribuição de tensões totais no suporte do túnel ao longo do processo de rebaixamento, provocando esforços de flexão e compressão na estrutura. Para estudar o comportamento de túneis submetidos a essas condições, foram desenvolvidas neste trabalho análises numéricas, as quais foram calibradas e validadas com base em ensaios em centrífuga geotécnica. Foram simulados dois modelos, um com o túnel apoiado em uma camada dura (Modelo N° 1) e um com o túnel no meio de uma camada de solo mole (Modelo N° 2). O modelo Hardening Soil (HS) foi utilizado para simular a camada compressível. Após a validação e calibração dos modelos numéricos, foi investigada a influência das condições iniciais no comportamento a longo prazo do suporte do túnel. Ademais, com o intuito de analisar as tensões totais desenvolvidas nesse elemento, foi realizada uma análise paramétrica variando a espessura do suporte, o coeficiente de empuxo no repouso do solo mole (K_0), o fator de redução da interface solo-suporte (R_{inter}) e a razão de sobreadensamento do solo mole (OCR). As análises demonstram consistência entre os resultados das simulações físicas e numéricas, indicando, em ambos os casos, uma simulação adequada do fenômeno de subsidência regional. As tensões totais normais desenvolvidas no elemento de suporte na modelagem física diferem das observadas nos modelos numéricos no início do rebaixamento piezométrico, mas convergem satisfatoriamente ao final do adensamento regional. A análise das condições iniciais sugere que o método de cálculo do estado inicial de tensões tem pouca influência nos resultados de longo prazo na maioria dos casos. A análise das deformações no suporte indica uma diminuição do diâmetro vertical e um aumento do horizontal ao longo do processo de rebaixamento (elipse horizontal), evidenciando ainda condições estruturais mais críticas no Modelo N° 1, conforme destacado também pela análise das tensões totais. Na análise paramétrica, o coeficiente K_0 é destacado como o parâmetro que mais influencia as tensões totais horizontais desenvolvidas na lateral do suporte. Os resultados deste estudo

servem de subsídio para o projeto de túneis em solos moles submetidos ao processo de rebaixamento piezométrico, além de motivar trabalhos futuros que possibilitem especialmente a comparação entre modelos numéricos e a investigação da influência de K_0 nas tensões totais horizontais desenvolvidas na lateral do túnel.

Palavras-chave: Túneis; Solo mole; Rebaixamento; Subsidência regional; Centrífuga geotécnica; Modelagem numérica.

ABSTRACT

The demand for tunnels has significantly increased in recent decades due to the rapid urbanization and population growth. In cities with soft soils, this need is particularly pronounced. Building tunnels in such conditions is challenging due to the unfavorable properties of strength and compressibility exhibited by this type of soil. The complexity of constructing tunnels in cities such as Bogotá, Bangkok, Mexico City, Jakarta, Kuala Lumpur, Shanghai, Singapore and Tokyo is further heightened by the potential consolidation of soft soil induced by the pore water pressure drawdown resulting from deep water pumping. This phenomenon alters the distribution of total stresses on the tunnel lining throughout the lowering process, leading to increased bending moments, compression, and shear forces in the structure. In order to study the behavior of tunnels under these conditions, numerical analyses were developed, calibrated and validated through geotechnical centrifuge tests. Two models were simulated: one with the tunnel resting on a hard layer (Model No. 1) and another with the tunnel in the middle of a compressible layer (Model No. 2). The Hardening Soil (HS) model was used to simulate the compressible layer. After validating and calibrating the numerical models, the influence of initial conditions on the long-term behavior of the tunnel lining was investigated. Additionally, a parametric analysis was conducted to examine the total stresses developed in this element, based on variations in the thickness of the tunnel lining, the at rest earth pressure coefficient (K_0), the strength reduction factor (R_{inter}), and the overconsolidation ratio of the soft soil (OCR). The analyses demonstrate consistency between the results of physical and numerical simulations, indicating, in both cases, an adequate simulation of the regional subsidence phenomenon. The total normal stresses developed in the tunnel lining in physical modeling differ from those observed in numerical models at before the pore water pressure drawdown but converge satisfactorily at the end of regional consolidation. The analysis of initial conditions shows limited influence of the calculation type of initial stress state on long-term results in most cases. Evaluation of strains in the tunnel lining indicates a reduction in vertical diameter and an increase in horizontal diameter during the drawdown process (horizontal ellipse). Additionally, it highlights more critical structural conditions in Model N° 1, which is also supported by the analysis of total stresses. In the parametric analysis, K_0 is identified as the parameter that most significantly influences the horizontal total stresses developed on the tunnel side walls. The findings of this study provide valuable insights for the design of tunnels in soft soils subjected to the pore water pressure drawdown, and suggest avenues for future research, particularly concerning the

comparison between numerical models and the investigation of the influence of K_0 on the horizontal total stresses developed on the tunnel side walls.

Keywords: Tunnels; Soft soil; Lowering; Regional subsidence; Geotechnical centrifuge; Numerical modeling.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS.....	2
1.1.1 <i>Objetivo geral</i>	2
1.1.2 <i>Objetivos específicos</i>	2
1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 TÚNEIS EM SOLOS MOLES	4
2.1.1 <i>Métodos construtivos</i>	5
2.1.2 <i>Estado de tensões in situ</i>	6
2.1.3 <i>Comportamento do túnel durante a escavação</i>	8
2.1.4 <i>Subsidência regional</i>	9
2.2 SOLOS MOLES NAS CIDADES DO MÉXICO E DE BOGOTÁ (CASO DE REFERÊNCIA)	12
2.2.1 <i>Cidade do México</i>	13
2.2.2 <i>Bogotá</i>	15
2.2.3 <i>Solos diatomáceos</i>	16
2.3 CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA.....	19
2.3.1 <i>Leis de escala</i>	21
2.3.2 <i>Limitações</i>	23
2.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	23
2.4.1 <i>Hardening Soil (HS)</i>	25
2.4.2 <i>Obtenção dos parâmetros do HS para a 50C-50SD</i>	32
2.5 COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO DE TÚNEIS EM SOLOS MOLES.....	36
2.5.1 <i>Túneis instrumentados</i>	36
2.5.2 <i>Modelos em centrífugas geotécnicas</i>	40
2.5.3 <i>Modelos numéricos</i>	50
3. METODOLOGIA	58
3.1 CASO DE ESTUDO (MODELAGEM FÍSICA).....	58
3.1.1 <i>Características da centrífuga utilizada</i>	58
3.1.2 <i>Protótipo e casos analisados</i>	59
3.1.3 <i>Propriedades dos materiais utilizados na modelagem</i>	60

3.1.4	<i>Instrumentação dos modelos</i>	61
3.1.5	<i>Montagem dos modelos</i>	63
3.1.6	<i>Etapas e tempos de voo</i>	67
3.2	MODELAGEM NUMÉRICA	68
3.2.1	<i>Características gerais e propriedades dos materiais</i>	68
3.2.2	<i>Etapas da simulação</i>	70
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	74
4.1	PIEZOMETRIA E SUBSIDÊNCIA	74
4.1.1	<i>Rebaixamento piezométrico</i>	74
4.1.2	<i>Subsidência</i>	77
4.2	SUPORTE DO TÚNEL	78
4.2.1	<i>Poropressões</i>	78
4.2.2	<i>Tensões</i>	79
4.2.3	<i>Deformações, esforços, momentos e convergência vertical</i>	85
4.3	ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES INICIAIS	91
4.4	ANÁLISE PARAMÉTRICA	93
4.4.1	<i>Espessura do suporte</i>	93
4.4.2	<i>Coefficiente de empuxo em repouso (K_0)</i>	101
4.4.3	<i>Fator de interação da interface solo-suporte (R_{inter})</i>	102
4.4.4	<i>Razão de sobreadensamento (OCR)</i>	103
4.4.5	<i>Resumo</i>	104
5.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	108
	REFERÊNCIAS	112

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2-1. FENÔMENO DE SUBSIDÊNCIA REGIONAL E PROBLEMÁTICA CAUSADA EM TÚNEIS (ADAPTADO DE RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, 2010).....	10
FIGURA 2-2. VARIAÇÃO DAS TENSÕES TOTAIS NO TOPO E NA LATERAL DO TÚNEL AO LONGO DO REBAIXAMENTO PIEZOMÉTRICO (ADAPTADO DE RODRÍGUEZ-REBOLLEDO <i>ET AL.</i> , 2013)...	11
FIGURA 2-3. ZONA GEOTÉCNICAS DA CIDADE DO MÉXICO.....	13
FIGURA 2-4. IMAGENS DE MEV (MICROSCÓPIO ELETRÔNICO DE VARREDURA) DE FRÚSTULAS DE DIATOMÁCEAS: A) BIDDULPHIA RETICULATA (DIATOMÁCEA CÊNTRICA); B) DIPLONEIS SP. (DIATOMÁCEA PENADA); C) EUPODISCUS RADIATUS (DIATOMÁCEA CÊNTRICA); D) MELOSIRA VARIANS (DIATOMÁCEA CÊNTRICA) (ADAPTADO DE BRADBURY, 2004)	17
FIGURA 2-5. PRINCÍPIO DA CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA, ρ : MASSA ESPECÍFICA DO SOLO, h : ALTURA DE UM PONTO QUALQUER NO MODELO (ADAPTADO DE ZIMMIE <i>ET AL.</i> , 2010)	19
FIGURA 2-6. CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA UTILIZADA EM PÉREZ-LEÓN, 2023. 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 (PÉREZ-LEÓN, 2023)	20
FIGURA 2-7. RELAÇÃO HIPERBÓLICA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DURANTE O CARREGAMENTO PRIMÁRIO PARA UM ENSAIO TRIAXIAL DRENADO (ADAPTADO DE PLAXIS, 2022)	26
FIGURA 2-8. SUPERFÍCIES DE PLASTIFICAÇÃO DO MODELO HS NO PLANO P-q (ADAPTADO DE PLAXIS, 2022)	29
FIGURA 2-9. SUPERFÍCIES DE PLASTIFICAÇÃO DO MODELO HS NO ESPAÇO DE TENSÕES PRINCIPAIS PARA SOLOS NÃO COESIVOS (ADAPTADO DE PLAXIS, 2022)	29
FIGURA 2-10. SUPERFÍCIES DE PLASTIFICAÇÃO DO MODELO MC NO ESPAÇO DE TENSÕES PRINCIPAIS PARA SOLOS NÃO COESIVOS (ADAPTADO DE PLAXIS, 2022)	30
FIGURA 2-11. OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ (E_{50}^{ref} E E_{ur}^{ref}) POR MEIO DO ENSAIO TRIAIXIAL DRENADO (ADAPTADO DE PLAXIS, 2022)	32
FIGURA 2-12. OBTENÇÃO DO E_{oed}^{ref} POR MEIO DO ENSAIO DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO (ADAPTADO DE PLAXIS, 2022)	32
FIGURA 2-13. MÓDULOS DE RIGIDEZ NORMALIZADOS POR TENSÕES NORMALIZADAS: A) $E_{oed}/$ p^{ref} E $E_{ur,oed}/p^{ref}$ POR σ'_1/p^{ref} ; B) E_{50}/p^{ref} POR σ'_3/p^{ref} (PÉREZ-LEÓN, 2023).....	33
FIGURA 2-14. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA PARA SIMULAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL (PÉREZ-LEÓN, 2023)	33

FIGURA 2-15. RESULTADOS DE LABORATÓRIO E CURVAS DE AJUSTE OBTIDAS COM O MODELO HS PARA OS ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL CU E DE ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO: A) DEFORMAÇÃO AXIAL VS. TENSÃO DE DESVIO (ϵ_1 VS. q); B) CURVA DE COMPRESSIBILIDADE (ϵ_1 VS. σ'_1); C) DEFORMAÇÃO AXIAL VS. POROPRESSÃO (ϵ_1 VS. u); D) TRAJETÓRIA DE TENSÕES (p' VS. q) (PÉREZ-LEÓN, 2023).....	34
FIGURA 2-16. RELAÇÃO ENTRE O ÂNGULO DE ATRITO E O ÍNDICE DE PLASTICIDADE (PLASTICITY INDEX) PARA AMBOS OS SOLOS RECONSTITUÍDOS (100K[=100C] E 50K-50TD[=50C-50SD]) E DIFERENTES SOLOS DIATOMÁCEOS E NÃO DIATOMÁCEOS (ADAPTADO DE SHIWAKOTI <i>ET AL.</i> , 2002 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023).....	35
FIGURA 2-17. PERFIL ESTRATIGRÁFICO E LAYOUT DE INSTRUMENTAÇÃO DE UM DOS PONTOS AVALIADOS DO TÚNEL DE XANGAI (NG <i>ET AL.</i> , 2013).....	38
FIGURA 2-18. ARRANJO DA INSTRUMENTAÇÃO NO MODELO (ADAPTADO DE ARIIZUMI <i>ET AL.</i> , 2005 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023).....	41
FIGURA 2-19. ARRANJO DA INSTRUMENTAÇÃO AO REDOR DO TUBO (ADAPTADO DE ARIIZUMI <i>ET AL.</i> , 2005 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023)	41
FIGURA 2-20. DESENVOLVIMENTO DAS TENSÕES TOTAIS NORMAIS AO REDOR DO TEMPO AO LONGO DO TEMPO (ADAPTADO DE ARIIZUMI <i>ET AL.</i> , 2005 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023).....	43
FIGURA 2-21. MODELOS ENSAIADOS (ADAPTADO DE MA <i>ET AL.</i> , 2010 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023)	44
FIGURA 2-22. ARRANJO DA INSTRUMENTAÇÃO AO REDOR DO TUBO CILÍNDRICO (ADAPTADO DE MA <i>ET AL.</i> , 2010 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023)	45
FIGURA 2-23. DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES TOTAIS NORMAIS AO LONGO DO TEMPO NO CASO N° 1 (ADAPTADO DE MA <i>ET AL.</i> , 2010 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023)	46
FIGURA 2-24. DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES TOTAIS NORMAIS AO LONGO DO TEMPO NO CASO N° 2 (ADAPTADO DE MA <i>ET AL.</i> , 2010 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023)	46
FIGURA 2-25. DISTRIBUIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES TRANSVERSAIS NO MEIO DO TÚNEL AO LONGO DO TEMPO (ADAPTADO DE MA <i>ET AL.</i> , 2010 APUD PÉREZ-LEÓN, 2023)	47
FIGURA 2-26. POSIÇÕES DE INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO DO TÚNEL (ADAPTADO DE PACHEN <i>ET AL.</i> , 2006)	49
FIGURA 2-27. ELEMENTOS DA CONEXÃO (ADAPTADO DE ZALDIVAR, 2013).....	53
FIGURA 2-28. CASOS AVALIADOS (ADAPTADO DE VILLAGRÁN-ALEGRÍA <i>ET AL.</i> , 2022).....	54
FIGURA 2-29. MODELO TRIDIMENSIONAL ANALISADO (ADAPTADO DE JALLOW <i>ET AL.</i> , 2019) ..	55
FIGURA 3-1. CAIXA UTILIZADA NA CENTRÍFUGA (PÉREZ-LEÓN, 2023)	58
FIGURA 3-2. DIMENSÕES (M) DO PROTÓTIPO DO TÚNEL (ADAPTADO DE PÉREZ-LEÓN, 2023) ...	59

FIGURA 3-3. MODELOS REDUZIDOS ELABORADOS (DIMENSÕES EM CM): A) TÚNEL NO FUNDO, MODELO Nº 1; B) TÚNEL NO MEIO, MODELO Nº 2	60
FIGURA 3-4. ESQUEMA DE INSTRUMENTAÇÃO (EM CM): A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº 2 (PÉREZ-LEÓN, 2023).....	62
FIGURA 3-5. ESQUEMA DE INSTRUMENTAÇÃO NO SUPORTE DO TÚNEL (PÉREZ-LEÓN, 2023)	62
FIGURA 3-6. SEQUÊNCIA DE PREPARAÇÃO DO MODELO: A) COLOCAÇÃO DA CAMADA DE AREIA GROSSA E PPT6; B) INSTALAÇÃO DO GEOTÊXTIL; C) INSTALAÇÃO DAS MANGUEIRAS E PAPEL FILTRO (PÉREZ-LEÓN, 2023)	63
FIGURA 3-7. PREPARAÇÃO DO TUBO (PÉREZ-LEÓN, 2023).....	63
FIGURA 3-8. COLOCAÇÃO DO SOLO MOLE E DO TUBO NOS MODELOS: A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº 2 (PÉREZ-LEÓN, 2023)	64
FIGURA 3-9. COLOCAÇÃO DO PAPEL FILTRO E DO GEOTÊXTIL, A) DISPOSIÇÃO DA CAMADA DE PAPEL FILTRO; B) DISPOSIÇÃO DA CAMADA DE GEOTÊXTIL (PÉREZ-LEÓN, 2023).....	64
FIGURA 3-10. ETAPAS INICIAIS DO PROCESSO DE ADENSAMENTO: A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº 2 (PÉREZ-LEÓN, 2023)	65
FIGURA 3-11. ETAPAS FINAIS DO PROCESSO DE ADENSAMENTO, USO DE SISTEMA PNEUMÁTICO PARA O CARREGAMENTO (PÉREZ-LEÓN, 2023)	65
FIGURA 3-12. DISPOSIÇÃO DA CAMADA DE AREIA MÉDIA: A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº 2 (PÉREZ-LEÓN, 2023).....	66
FIGURA 3-13. MONTAGEM DA CAIXA NA PLATAFORMA DO BRAÇO (PÉREZ-LEÓN, 2023).....	66
FIGURA 3-14. ETAPAS DE VOO DURANTE O ENSAIO (PÉREZ-LEÓN, 2023)	67
FIGURA 3-15. PERFIL DE TENSÕES EFETIVAS E POROPRESSÕES: A) MODELO Nº 2, NUMÉRICO; B) MODELO Nº 2, FÍSICO	69
FIGURA 3-16. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS: A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº 2.....	70
FIGURA 3-17. CONDIÇÕES DE FLUXO (MODELO Nº 2)	72
FIGURA 4-1. PERFIS PIEZOMÉTRICOS: A) MODELO Nº 1, FÍSICO; B) MODELO Nº 2, FÍSICO; C) MODELOS Nº 1 E Nº 2, NUMÉRICO	74
FIGURA 4-2. POROPRESSÕES E POROPRESSÕES NORMALIZADAS VS. PERCENTUAL DE REBAIXAMENTO PARA OS PPT'S 7 E 8: A) MODELO Nº 1, POROPRESSÃO VS. U; B) MODELO Nº 2, POROPRESSÃO VS. U; C) MODELO Nº 1, POROPRESSÃO NORMALIZADA VS. U; D) MODELO Nº 2, POROPRESSÃO NORMALIZADA VS. U.....	76
FIGURA 4-3. SUBSIDÊNCIA EM FUNÇÃO DA RAIZ QUADRADA DO TEMPO DE ADENSAMENTO, MODELOS FÍSICOS E NUMÉRICOS.....	77
FIGURA 4-4. TAXA DE SUBSIDÊNCIA VS. U PARA OS MODELOS FÍSICOS E NUMÉRICOS	78

FIGURA 4-5. POROPRESSÕES VS. U (MODELO Nº 2).....	79
FIGURA 4-6. TENSÕES TOTAIS VS. U (MODELO Nº 1): A) MODELO FÍSICO; B) MODELO NUMÉRICO	80
FIGURA 4-7. TENSÕES TOTAIS VS. U (MODELO Nº 2): A) MODELO FÍSICO; B) MODELO NUMÉRICO	80
FIGURA 4-8. TENSÕES EFETIVAS NO SUPORTE DO TÚNEL PARA O MODELO Nº 2: A) MODELO FÍSICO, U = 0%; B) MODELO FÍSICO, U = 50%; C) MODELO FÍSICO, U = 100%; D) MODELO NUMÉRICO, U = 0%; E) MODELO NUMÉRICO, U = 50%; F) MODELO NUMÉRICO, U = 100%	81
FIGURA 4-9. TENSÕES TOTAIS NO SUPORTE DO TÚNEL PARA O MODELO Nº 1: A) MODELO FÍSICO, U = 0%; B) MODELO FÍSICO, U = 50%; C) MODELO FÍSICO, U = 100%; D) MODELO NUMÉRICO, U = 0%; E) MODELO NUMÉRICO, U = 50%; F) MODELO NUMÉRICO, U = 100%	82
FIGURA 4-10. TENSÕES TOTAIS NO SUPORTE DO TÚNEL PARA O MODELO Nº 2: A) MODELO FÍSICO, U = 0%; B) MODELO FÍSICO, U = 50%; C) MODELO FÍSICO, U = 100%; D) MODELO NUMÉRICO, U = 0%; E) MODELO NUMÉRICO, U = 50%; F) MODELO NUMÉRICO, U = 100%	83
FIGURA 4-11. METODOLOGIA PARA CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES NO INTERIOR DO ELEMENTO DE SUPORTE	85
FIGURA 4-12. DEFORMAÇÕES NO SUPORTE DO TÚNEL VS. U (MODELO Nº 1): A) MODELO FÍSICO, DEFORMAÇÕES EM MM/M; B) MODELO NUMÉRICO, DEFORMAÇÕES EM MM/M	87
FIGURA 4-13. DEFORMAÇÕES NO SUPORTE DO TÚNEL VS. U (MODELO Nº 2): A) MODELO FÍSICO, DEFORMAÇÕES EM MM/M; B) MODELO NUMÉRICO, DEFORMAÇÕES EM MM/M	87
FIGURA 4-14. ESFORÇOS NORMAIS NO SUPORTE DO TÚNEL NOS MODELOS NUMÉRICOS: A) MODELO Nº 1, ESFORÇOS DE COMPRESSÃO (σ_1); B) MODELO Nº 1, ESFORÇOS DE TRAÇÃO (σ_3); C) MODELO Nº 2, ESFORÇOS DE COMPRESSÃO (σ_1); B) MODELO Nº 2, ESFORÇOS DE TRAÇÃO (σ_3)	89
FIGURA 4-15. MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS CORTANTES NOS MODELOS NUMÉRICOS: A) MODELO Nº 1, MOMENTOS FLETORES; B) MODELO Nº 1, ESFORÇOS CORTANTES; C) MODELO Nº 2, MOMENTOS FLETORES; D) MODELO Nº 2, ESFORÇOS CORTANTES	90
FIGURA 4-16. CONVERGÊNCIA VERTICAL VS U, MODELOS FÍSICO E NUMÉRICO.....	91
FIGURA 4-17. TENSÕES TOTAIS VS. U (ESTADO INICIAL DE TENSÕES DEFINIDO PELO MÉTODO K_0 <i>PROCEDURE</i> – CONDIÇÃO 01): A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº 2	92
FIGURA 4-18. TENSÕES TOTAIS VS. U (ESTADO INICIAL DE TENSÕES DEFINIDO PELO MÉTODO <i>GRAVITY LOADING</i> – CONDIÇÃO 02): A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº 2.....	92

FIGURA 4-19. ANÁLISE PARAMÉTRICA - ESPESSURA DO SUPORTE: A) MODELO Nº 1, TENSÕES TOTAIS EM C1; B) MODELO Nº 1, TENSÕES TOTAIS EM C3; C) MODELO Nº 2, TENSÕES TOTAIS EM C1; D) MODELO Nº 2, TENSÕES TOTAIS EM C3.....	94
FIGURA 4-20. ESFORÇOS NORMAIS NO SUPORTE DO TÚNEL NOS MODELOS NUMÉRICOS – T = 20 CM: A) MODELO Nº 1, ESFORÇOS DE COMPRESSÃO (σ_1); B) MODELO Nº 1, ESFORÇOS DE TRAÇÃO (σ_3); C) MODELO Nº 2, ESFORÇOS DE COMPRESSÃO (σ_1); B) MODELO Nº 2, ESFORÇOS DE TRAÇÃO (σ_3)	95
FIGURA 4-21. MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS CORTANTES NOS MODELOS NUMÉRICOS – T = 20 CM: A) MODELO Nº 1, MOMENTOS FLETORES; B) MODELO Nº 1, ESFORÇOS CORTANTES; C) MODELO Nº 2, MOMENTOS FLETORES; D) MODELO Nº 2, ESFORÇOS CORTANTES	96
FIGURA 4-22. ESFORÇOS NORMAIS NO SUPORTE DO TÚNEL NOS MODELOS NUMÉRICOS – T = 30 CM: A) MODELO Nº 1, ESFORÇOS DE COMPRESSÃO (σ_1); B) MODELO Nº 1, ESFORÇOS DE TRAÇÃO (σ_3); C) MODELO Nº 2, ESFORÇOS DE COMPRESSÃO (σ_1); B) MODELO Nº 2, ESFORÇOS DE TRAÇÃO (σ_3)	97
FIGURA 4-23. MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS CORTANTES NOS MODELOS NUMÉRICOS – T = 30 CM: A) MODELO Nº 1, MOMENTOS FLETORES; B) MODELO Nº 1, ESFORÇOS CORTANTES; C) MODELO Nº 2, MOMENTOS FLETORES; D) MODELO Nº 2, ESFORÇOS CORTANTES	98
FIGURA 4-24. ESFORÇOS NORMAIS NO SUPORTE DO TÚNEL NOS MODELOS NUMÉRICOS – T = 50 CM: A) MODELO Nº 1, ESFORÇOS DE COMPRESSÃO (σ_1); B) MODELO Nº 1, ESFORÇOS DE TRAÇÃO (σ_3); C) MODELO Nº 2, ESFORÇOS DE COMPRESSÃO (σ_1); D) MODELO Nº 2, ESFORÇOS DE TRAÇÃO (σ_3)	99
FIGURA 4-25. MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS CORTANTES NOS MODELOS NUMÉRICOS – T = 50 CM: A) MODELO Nº 1, MOMENTOS FLETORES; B) MODELO Nº 1, ESFORÇOS CORTANTES; C) MODELO Nº 2, MOMENTOS FLETORES; D) MODELO Nº 2, ESFORÇOS CORTANTES	100
FIGURA 4-26. ANÁLISE PARAMÉTRICA – K_0 : A) MODELO Nº 1, TENSÕES TOTAIS EM C1; B) MODELO Nº 1, TENSÕES TOTAIS EM C3; C) MODELO Nº 2, TENSÕES TOTAIS EM C1; D) MODELO Nº 2, TENSÕES TOTAIS EM C3	101
FIGURA 4-27. ANÁLISE PARAMÉTRICA – R_{INTER} : A) MODELO Nº 1, TENSÕES TOTAIS EM C1; B) MODELO Nº 1, TENSÕES TOTAIS EM C3; C) MODELO Nº 2, TENSÕES TOTAIS EM C1; D) MODELO Nº 2, TENSÕES TOTAIS EM C3	102
FIGURA 4-28. ANÁLISE PARAMÉTRICA – OCR: A) MODELO Nº 1, TENSÕES TOTAIS EM C1; B) MODELO Nº 1, TENSÕES TOTAIS EM C3; C) MODELO Nº 2, TENSÕES TOTAIS EM C1; D) MODELO Nº 2, TENSÕES TOTAIS EM C3	103

FIGURA 4-29. VARIAÇÕES DAS TENSÕES TOTAIS NORMAIS (VALORES ABSOLUTOS) NO TOPO (C1) E NA LATERAL (C3) DO TÚNEL NO INÍCIO (U=0%) E NO FIM (U=100%) DO PROCESSO DE REBAIXAMENTO: A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº2 105

FIGURA 4-30. VARIAÇÕES PERCENTUAIS (VALORES ABSOLUTOS) DAS TENSÕES TOTAIS NORMAIS NO TOPO (C1) E NA LATERAL (C3) DO TÚNEL NO INÍCIO (U=0%) E NO FIM (U=100%) DO PROCESSO DE REBAIXAMENTO: A) MODELO Nº 1; B) MODELO Nº2 106

LISTA DE TABELAS

TABELA 2-1. PARÂMETROS PARA O PERFIL ESTRATIGRÁFICO TÍPICO DA ZONA LACUSTRE DA CIDADE DO MÉXICO (ADAPTADO DE RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, 2010)	15
TABELA 2-2. LEIS DE ESCALA (ADAPTADO DE PÉREZ-LEÓN, 2023)	22
TABELA 2-3. PRINCIPAIS PARÂMETROS DO MODELO HS (ADAPTADO DE TEO & WONG, 2012). 31	
TABELA 2-4. PARÂMETROS CALIBRADOS DA 50C-50SD OBTIDOS PARA O MODELO HS (PÉREZ-LEÓN <i>ET AL.</i> , 2022).....	35
TABELA 2-5. PROPRIEDADES DO SOLO (VALORES MÉDIOS) NA ÁREA DE ROTERDÃ (ADAPTADO DE PACHEN <i>ET AL.</i> , 2006)	48
TABELA 3-1. INSTRUMENTOS UTILIZADOS NO TÚNEL	62
TABELA 3-2. TEMPOS DE VOO NO MODELO E NO PROTÓTIPO (PÉREZ-LEÓN, 2023).....	67
TABELA 3-3. PARÂMETROS CALIBRADOS DA 50C-50SD OBTIDOS PARA O MODELO HS (PÉREZ-LEÓN <i>ET AL.</i> , 2022).....	68
TABELA 3-4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS MODELADOS COM MC E LE	68
TABELA 4-1. VALORES DE SUBSIDÊNCIA PARA OS MODELOS FÍSICOS E NUMÉRICOS	77
TABELA 4-2. CONVERGÊNCIAS VERTICAIS NO SUPORTE DO TÚNEL (T = 20, 30 E 50 CM)	100

LISTA DE QUADROS

QUADRO 2-1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO TÍPICO DA ZONA LACUSTRE DA CIDADE DO MÉXICO (ADAPTADO DE RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, 2010).....	14
---	----

LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS E ABREVIACÕES

Símbolo/Sigla/ Abreviação	Significado
$\{\dot{F}\}$	Vetor de forças aplicadas nos nós
$[N_P]$	Matriz de interpolação das poropressões
$\{\dot{d}\}$	Vetor de deslocamentos ou temperaturas nodais
$\{\dot{u}\}$	Vetor de taxa de poropressões nodais
ε_n^p	Deformação plástica na direção n
ε_v^p	Deformação plástica volumétrica
ε_v^{pc}	Deformação volumétrica associada ao CAP
$\Delta p_v, \Delta p_h$	Respectivamente, acréscimos de tensões totais vertical e horizontal devidos ao atrito negativo
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto submetido à compressão simples
h_m	Profundidade de um ponto qualquer no modelo
h_p	Profundidade de um ponto qualquer no protótipo
$[B]$	Matriz deformação-deslocamento
$[C]$	Matriz de acoplamento entre as fases sólida e líquida (água) do solo
C_α	Coefficiente de adensamento secundário
$[D]$	Matriz da relação tensão-deformação ou matriz constitutiva
E_{50}	Módulo de Young para o carregamento primário
E_{50}^{ref}	Módulo de Young (50% de q_f) para uma tensão confinante de referência p^{ref}
$E_{material}$	Módulo de elasticidade do material
E_{oed}^{ref}	Módulo oedométrico para uma tensão confinante de referência p^{ref}
E_{ur}^{ref}	Módulo de descarregamento/re-carregamento para uma tensão confinante de referência p^{ref}

Símbolo/Sigla/ Abreviação	Significado
$\{H\}$	Vetor da relação constitutiva tensão-sucção
$[I]$	Tensor identidade
$[K]$	Matriz de rigidez
K_0, K_0^{nc}	Coefficiente de empuxo em repouso do solo (nc = normalmente consolidado, normalmente adensado)
$P_{residual}$	Poropressão residual
R_f	Razão de ruptura
c'	Intercepto coesivo efetivo
c_v	Coefficiente de adensamento
d_0	Deslocamento vertical acima do túnel, determinado fora da esfera de influência do túnel
f_c	CAP
f_s	Lei de endurecimento por cisalhamento
p_p	Tensão de pré-adensamento isotrópica
p^{ref}	Tensão de referência
\tilde{q}	Medida especial para a tensão de desvio
q_a	Valor da assíntota da resistência ao cisalhamento
q_f	Tensão de desvio de ruptura
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para relações de descarregamento e recarregamento
α_E	Coefficiente em função do tipo de agregado
γ^p	Deformação plástica por cisalhamento
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
γ_{sub}	Peso específico do solo submerso
γ_w	Peso específico da água
$[\varepsilon]$	Tensor de deformações

Símbolo/Sigla/ Abreviação	Significado
ε_1	Deformação principal maior ou deformação axial no ensaio triaxial
$[\sigma], [\sigma']$	Respectivamente, tensor de tensões totais e efetivas
σ'_1	Tensão principal maior efetiva
σ'_3	Tensão de confinamento efetiva/tensão principal menor efetiva
σ'_h	Tensão efetiva horizontal
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento
σ_n	Tensão total na direção n ou tensão total normal
σ_{vm}	Tensão vertical atuante em uma profundidade h_m no modelo
σ_{vp}	Tensão vertical atuante em uma profundidade h_p no protótipo
ψ_m	Ângulo de dilatância mobilizado
Δ	Incremento/variação (precede variável)
2D	Bidimensional
3D	Tridimensional
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
b	Comprimento unitário
C	Argila caulim tipo Caomin
CAP	Segunda superfície de plastificação
C_c	Coefficiente de curvatura
CD	Camada dura (Zona Lacustre, Cidade do México)
Cn°	Célula de tensão total; posição de instalação (modelo físico e numérico)
C_u	Coefficiente de uniformidade
D_{50}	Diâmetro médio do solo

Símbolo/Sigla/ Abreviação	Significado
DP	Depósitos profundos (Zona Lacustre, Cidade do México)
EPB	<i>Earth-Pressure-Balance</i>
FAI	Formação Argilosa Inferior (Zona Lacustre, Cidade do México)
FAS	Formação Argilosa Superior (Zona Lacustre, Cidade do México)
GDF	<i>Gobierno del Distrito Federal</i> (México)
G _s	Massa específica dos grãos
HS	Hardening Soil
HSS	Modelo <i>Hardening Soil with Small-Strain</i>
IC	Índice de Consistência
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LVDT	<i>Linear Variable Differential Tranformer</i> (Transdutor de deslocamento variável linear)
MC	Modelo <i>Mohr-Coulomb</i>
MDF	Método de Diferenças Finitas
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura
MNA	Medidor de nível d'água
<i>MRT</i>	<i>Mass Rapid Transit</i>
N	Fator de escala da centrífuga geotécnica
PPTn°	Piezômetro; posição de instalação (modelo físico e numérico)
PVC	<i>Polyvinyl chloride</i> (Policloreto de polivinila)
R _{inter}	Fator de interação da interface solo-suporte
SD	Solo diatomáceo

Símbolo/Sigla/ Abreviação	Significado
SGn°	<i>Strain gauge</i> ; posição de instalação (modelo físico e numérico)
SIG	<i>Sistema de Información Geográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM</i>
SS	Modelo <i>Soft Soil</i>
SSC	Modelo <i>Soft Soil Creep</i>
STCM	<i>Sistema de Transporte Colectivo Metro</i>
TBM	<i>Tunnel Boring Machine</i>
TDDA	Terra de diatomáceas
TEO	<i>Túnel Emisor Oriente</i>
U (%)	Percentual de rebaixamento, grau de adensamento regional
UNAM	<i>Universidad Nacional Autónoma de México</i>
OCR	Razão de sobreadensamento
POP	<i>Pre-Overbudden Pressure</i>
V	Volume do elemento
e	Índice de vazios
g	Aceleração da gravidade
k	Coefficiente de permeabilidade
m	Parâmetro que indica a quantidade de dependência de tensões
p	Tensão média – invariante de tensão de <i>Cambridge</i>
q	Tensão de desvio – invariante de tensão de <i>Cambridge</i>
r	Raio da centrífuga
t	Tempo ou espessura do suporte do túnel
u	Poropressão
α	Parâmetro auxiliar do modelo

Símbolo/Sigla/ Abreviação	Significado
β	Parâmetro auxiliar do modelo
ν	Volume específico; coeficiente de Poisson
ψ	Ângulo de dilatância
ω	Velocidade angular da centrífuga
ϕ'	Ângulo de atrito de pico efetivo do solo

1. INTRODUÇÃO

A construção de túneis é uma necessidade crescente para a expansão e desenvolvimento de grandes cidades (Bernat & Cambou, 1998). Diferentes autores explicam que essas estruturas fazem parte de diversos sistemas, tais como transporte (rodoviário e ferroviário), esgotamento sanitário, drenagem urbana, abastecimento de água, entre outros (Kochen, 1992; Flores-López, 2010; Pacheco, 2017; Chapman *et al.*, 2018).

Quando assentes em solos moles, a complexidade associada à construção de túneis tende a aumentar. As propriedades desfavoráveis de resistência e compressibilidade desses solos podem resultar em deformações excessivas, gerando danos ao túnel e às estruturas vizinhas (Flores-López, 2010; Pacheco, 2017).

Em cidades como Bogotá, Bangkok, Cidade do México, Jacarta, Kuala Lumpur, Xangai, Singapura e Tóquio, onde túneis são construídos em solos moles, um caso especialmente complexo pode ocorrer. Trata-se de um segundo processo de adensamento do solo argiloso mole, sendo o primeiro o adensamento primário devido à construção do túnel, induzido pelo rebaixamento da pressão hidrostática inicial em aquíferos profundos (Flores-López, 2010; Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2013; Pacheco, 2017; Pérez-León, 2023).

Esse fenômeno, conhecido como subsidência regional, gera incrementos da tensão total vertical no topo do túnel e diminuição da tensão total horizontal nas laterais à medida que o rebaixamento piezométrico transcorre (Kusakabe & Ariizumi, 2005; Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2013). Aguilar-Téllez *et al.* (2012) e Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) explicam que essa distribuição de tensões resulta em esforços de flexão e compressão no suporte do túnel, consistindo em uma condição estrutural altamente desfavorável. Além disso, Flores-López (2010) ressalta que a subsidência regional tem implicações no comportamento estrutural tanto do túnel quanto das estruturas vizinhas.

Nesse contexto, surge a motivação para esta pesquisa, que visa estudar o comportamento de túneis em solos moles submetidos ao rebaixamento das pressões intersticiais por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF). O trabalho tem como base os ensaios realizados por Pérez-León (2023), no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), que desenvolveu dois modelos físicos na centrífuga geotécnica da *Universidad de Los Andes* (Bogotá/Colômbia) para simular esse fenômeno.

Os modelos ensaios na centrífuga geotécnica tinham as seguintes características: um com o túnel apoiado em uma camada dura (Túnel no fundo, Modelo N° 1), e outro com o túnel localizado na metade de uma camada compressível (Túnel no meio, Modelo N° 2). A

camada de solo compressível foi representada por uma mistura composta por 50% caulim e 50% solo diatomáceo (50C-50SD - Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2023). Na simulação numérica, essa camada foi modelada utilizando o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS - PLAXIS, 2022), cujos parâmetros foram obtidos de ensaios de compressão triaxial e de adensamento oedométrico, e em seguida calibrados por meio de uma simulação explícita em MEF do ensaio de compressão triaxial e de uma simulação do ensaio de adensamento oedométrico no módulo *SoilTest* do software PLAXIS 2D (Pérez-León *et al.*, 2022).

O túnel protótipo para este estudo foi definido a partir de um caso de referência que considera as condições estratigráficas das zonas lacustres das cidades do México e Bogotá. No caso de referência, o túnel é composto por dois suportes: um primário, formado por um anel de aduelas, e um secundário, por um anel contínuo de concreto reforçado.

Após a validação e calibração da simulação numérica, com base nos resultados dos ensaios na centrífuga geotécnica, foram realizadas análises paramétricas levando em consideração os seguintes parâmetros: espessura do elemento de suporte (variável diretamente proporcional às rigidezes à compressão e à flexão desse elemento), coeficiente de empuxo no repouso do solo mole (K_0), fator de redução da interface solo-suporte (R_{inter}) e a razão de sobreadensamento do solo mole (OCR). Além disso, foi investigada a influência das condições iniciais nas tensões totais desenvolvidas no suporte.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar o comportamento de túneis em solos moles submetidos ao processo de rebaixamento piezométrico, por meio de simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e da análise dos resultados de modelos físicos realizadas em uma centrífuga geotécnica.

1.1.2 Objetivos específicos

- Aprimorar a compreensão e validar os resultados da instrumentação dos modelos físicos em centrífuga geotécnica desenvolvidos por Pérez-León (2023), elaborando modelos numéricos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF);
- Investigar a influência no estado inicial de tensões no comportamento do túnel durante o processo de rebaixamento das pressões intersticiais, realizando análises numéricas considerando duas metodologias para a geração das condições iniciais de análise (*Gravity Loading* e *K₀ procedure*);

- Avaliar a influência de diversos fatores (tais como a espessura do suporte, a interação suporte-solo, e os valores de K_0 e OCR da camada compressível) no comportamento do túnel ao longo do processo de rebaixamento piezométrico, realizando uma análise paramétrica utilizando os modelos numéricos previamente validados com o auxílio dos modelos físicos.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em 5 partes:

- Capítulo 1 – Introdução

Apresenta para o leitor o contexto de realização da pesquisa, discutindo brevemente os temas que serão abordados ao longo do trabalho e apresentando os objetivos gerais e específicos deste trabalho.

- Capítulo 2 – Revisão bibliográfica

Discorre sobre os temas principais desta pesquisa, o que inclui aspectos relacionados a túneis em solos moles, solos diatomáceos, centrífuga geotécnica e Método dos Elementos Finitos. Ademais, são discutidos trabalhos que versam sobre o comportamento a longo prazo de túneis em solos moles.

- Capítulo 3 – Metodologia

Descreve as etapas metodológicas utilizadas tanto para o desenvolvimento da modelagem física (resumidamente), construída pelo Dr. Raimundo Francisco Pérez León, cujos resultados foram avaliados neste trabalho, quanto para o desenvolvimento da modelagem numérica e das análises realizadas.

- Capítulo 4 – Resultados e discussão

Apresenta os resultados obtidos na simulação numérica, comparando-os com os obtidos na modelagem física. São avaliados e discutidos, em ambos os modelos, valores de poropressões, tensões totais, deformações, esforços, momentos, convergências e subsidências, ao redor do túnel (no solo) e/ou no seu elemento de suporte. Ademais, são explicitadas análises da influência das condições iniciais e paramétricas.

- Capítulo 5 – Conclusões e recomendações

Expõe as conclusões deste trabalho, conjuntamente a uma discussão sobre as limitações desta pesquisa e recomendações para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 TÚNEIS EM SOLOS MOLES

Túneis são passagens de seção transversal limitada, com aberturas em ambas as extremidades, construídas sob ou através de algo, geralmente um maciço rochoso, o solo ou a água (Tatiya, 2017; Merriam-Webster.com, 2024). Essas estruturas permitem a passagem de veículos, de pedestres, de água, de esgotamento sanitário etc., sendo um elemento presente em vários sistemas (Kochen, 1992; Flores-López, 2010; Pacheco, 2017; Tatiya, 2017; Chapman *et al.*, 2018).

Diversos autores (Bobylev, 2016; Tender *et al.*, 2017; Heping *et al.*, 2021) explicam que nos últimos anos, com o avanço da urbanização e da densificação populacional nos centros urbanos, a necessidade por estruturas subterrâneas, e conseqüentemente de túneis, tem crescido expressivamente. Eles esclarecem que essa tendência pode ser explicada pela diminuição do espaço para construção na superfície, e pelas diversas vantagens que as construções subterrâneas oferecem: otimização do espaço, redução de emissão de poluentes, aumento da durabilidade da estrutura, diminuição de danos causados por agentes externos, maior conforto térmico e acústico, entre outros.

Flores-López (2010) e Pacheco (2017) destacam que esse aumento célere na taxa de construção de túneis também acontece em centros urbanos assentes em solos moles. Segundo Kempfert & Gebreselassie (2006), o projeto e a execução de estruturas de engenharia civil nessas condições são geralmente associados a diversas dificuldades, isso porque solos moles geralmente possuem alta compressibilidade e baixa resistência ao cisalhamento. Além disso, tendem a possuir baixa condutividade hidráulica, o que propicia a geração de excesso de poropressões frente a solicitações, reduzindo a resistência efetiva do solo.

A título de exemplo, a partir de casos observados na construção de túneis em argilas moles na Cidade do México, Zaldivar (2013) e Pacheco (2017) reportaram as seguintes problemáticas como principais:

- Geração de deslocamentos excessivos;
- Ruptura da frente de escavação;
- Grandes convergências no revestimento do túnel durante a sua construção;
- Baixa resistência ao cisalhamento do solo, o que pode resultar em rupturas durante a escavação;
- Potencial de separação de juntas construtivas de elementos estruturais;
- Presença do fenômeno de subsidência regional.

Todas essas condições tendem a provocar danos estruturais em túneis e em estruturas ao seu redor, tanto durante a sua execução quanto ao longo da sua vida útil, especialmente quando esses são construídos em áreas urbanas (Kempfert & Gebreselassie, 2006; Flores-López, 2010).

2.1.1 Métodos construtivos

De forma geral, existem hoje dois tipos de métodos de escavação de túneis em solos ou maciços rochosos: métodos de escavação convencional e métodos de escavação mecanizada (Kolymbas, 2005; Zaldivar; 2013; Pacheco, 2017; Tatiya, 2017; Bai, 2019). Kolymbas (2005) explica, contudo, que uma distinção rigorosa entre os métodos existentes é difícil, haja vista que esses são frequentemente combinados.

2.1.1.1 Métodos de escavação convencional

Segundo Bai (2019), um método de escavação convencional é um processo cíclico/incremental que envolve escavação por meio de perfuração, detonação de explosivos ou por escavadores mecânicos (com exceção das TBM's – *Tunnel Boring Machines*).

De acordo com Tatiya (2017), tendo em vista que a escavação convencional no solo mole não se autossuporta, é necessária a instalação de um elemento de suporte (concreto projetado, enfilagens de barra, cambotas treliçadas, anel de aduelas etc.) em um período muito curto (de alguns minutos a algumas horas/dias) em cada incremento de escavação. Esses elementos de suporte podem ser classificados como temporários, permanentes (primários) ou secundários de acordo com a sua função e momento em que são instalados.

Tatiya (2017) explica ainda que a escavação convencional de túneis em solos moles não é uma tarefa fácil, sendo uma das principais preocupações associadas a essa atividade evitar o colapso do túnel e a subsidência do solo sobrejacente. Fenômenos como a descompressão, que se caracteriza pela tendência do solo adjacente de se deslocar em direção à abertura em decorrência da perda de confinamento durante a escavação, e a possibilidade do fluxo de lama e outros materiais não consolidados em decorrência da ação da água também são apontados pelo autor como elementos que trazem dificuldades nessas condições.

Os métodos de escavação convencionais permitem tanto o avanço da frente de escavação à seção transversal plena quanto parcializada, sendo necessária a definição de uma sequência de escavação apropriada, baseada nas condições geotécnicas esperadas, análises estruturais, tamanho do túnel, entre outros (Bai, 2019).

2.1.1.2 Métodos de escavação mecanizada

Segundo Kolymbas (2005), a principal distinção apontada entre métodos de escavação convencional e métodos de escavação mecanizada é que os últimos são contínuos, ou ao menos se baseiam em incrementos de escavação maiores.

A escavação mecânica pode ser classificada de forma geral em escavação parcializada (*partial-face heading*) e perfuração à seção plena (*full-face boring*) (Tatiya, 2017; Maidl *et al.*, 2013). Na perfuração à seção plena, diferentemente da escavação parcializada, a seção transversal inteira do túnel é perfurada de uma vez só, sendo os equipamentos responsáveis por essa perfuração conhecidos como TBM's (*Tunnel Boring Machines*).

Bai (2019) esclarece que existem diversos tipos de TBM's, sendo a escolha da máquina mais apropriada para um projeto dependente das condições geológicas e características do projeto. Tatiya (2017) elenca os seguintes tipos de TBM:

- Frente aberta sem escudo (*shield*);
- Frente aberta com escudo – único ou duplo;
- Frente fechada com escudo – tipo *slurry*;
- Frente fechada com um mecanismo de equilíbrio de pressão no solo (*Earth-Pressure-Balance – EPB*).

2.1.2 Estado de tensões *in situ*

Antes da escavação do túnel, existe para um ponto material (elemento infinitesimal) no solo um estado de tensões “*in situ*”. Esse estado, para um solo saturado, pode ser descrito a partir do Princípio das Tensões Efetivas de Terzaghi (1925 apud Das, 2019), conforme a equação:

$$[\sigma] = [\sigma'] + [I]u \quad (2.1)$$

em que,

$[\sigma]$: tensor de tensões totais;

$[\sigma']$: tensor de tensões efetivas;

$[I]$: tensor identidade;

u : poropressão.

Em solos moles, segundo Jones (2022), as tensões principais estão geralmente nas direções vertical e horizontal, haja vista que essas dependem da ação da gravidade e do

histórico geológico de deposições e erosões. Nesse caso, as tensões efetivas vertical e horizontal podem ser definidas, respectivamente, pelas equações:

$$\sigma'_v = \gamma_{sub} z \quad (2.2)$$

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (2.3)$$

em que,

σ'_v : tensão efetiva vertical;

σ'_h : tensão efetiva horizontal;

γ_{sub} : peso específico do solo submerso ($\gamma_{sat} - \gamma_w$: peso específico do solo saturado – peso específico da água);

z : altura da coluna de solo;

K_0 : coeficiente de empuxo em repouso do solo.

Das (2019) explica que em solos normalmente adensados, em que a tensão efetiva atuante no solo é igual a máxima que o solo já foi submetido em sua história, o valor de K_0 é menor do que 1, e pode ser dado pela fórmula de Jaky:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.4)$$

em que,

ϕ' : ângulo de atrito de pico efetivo do solo.

Para solos pré-adensados, por sua vez, em que a tensão efetiva atuante é menor que a máxima que o solo já foi submetido em sua história, K_0 pode ser maior do que 1 e ser descrito, de acordo com PLAXIS (2022), pela equação:

$$K_0 = K_0^{nc} OCR - \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} (OCR - 1) \quad (2.5)$$

em que,

K_0^{nc} : coeficiente de empuxo em repouso do solo (solo normalmente adensado, Eq. 2.4);

v_{ur} : coeficiente de Poisson para relações de descarregamento e recarregamento;

OCR: razão de sobreadensamento do solo. Expressa o estado de adensamento do solo, sendo dado pela equação:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} \quad (2.6)$$

em que,

σ'_{vm} : tensão de pré-adensamento.

Esse parâmetro relaciona a tensão de pré-adensamento do solo com a tensão vertical efetiva atuante (Das & Sobhan, 2018). Quando o solo é normalmente adensado, OCR é igual a 1, quando o solo é pré-adensado, OCR é maior do que 1.

2.1.3 Comportamento do túnel durante a escavação

Durante a escavação de um túnel em solo mole é inevitável que deslocamentos sejam induzidos, independentemente da técnica de escavação empregada (Flores-López, 2010). A escavação, realizada por uma TBM, por exemplo, forma um vazio no solo, de forma que se a pressão aplicada nas paredes do túnel é em algum momento menor do que a tensão *in situ*, o solo adjacente é descarregado e tende a deslocar em direção ao vazio (descompressão).

A construção do túnel faz com que o sistema formado pelo solo adjacente à escavação entre em desequilíbrio de tensões e momentos, de forma que para se alcançar um novo equilíbrio e evitar o colapso, sejam induzidos deslocamentos radiais ao redor do túnel e deslocamentos longitudinais em direção à face de escavação.

Flores-López (2010) cita diversos trabalhos (Atkinson & Potts, 1976; Romo *et al.*, 1978; Reséndiz & Romo, 1981; Romo & Reséndiz, 1982, Romo, 1983; Alberro, 1983; Romo, 1985) para elencar as seguintes causas como fontes principais de movimentações do solo durante a construção do túnel:

- Mudanças de esforços decorrentes da escavação da frente do túnel;
- Esforços cortantes induzidos no solo pelo avanço do escudo;
- Deslocamentos radiais durante a instalação dos elementos de suporte;
- Adensamento do solo adjacente à escavação durante a execução das etapas construtivas.

Jones (2022) salienta, por sua vez, que a natureza de movimentação do solo durante a escavação de um túnel é altamente tridimensional, de forma que as componentes longitudinais dos deslocamentos são tão importantes quanto suas componentes radiais. O autor também explica que quando o solo se move radialmente em direção ao túnel, as tensões principais se rotacionam e as tensões principais maiores se tornam circunferenciais, fenômeno conhecido como arqueamento de tensões, o que também ocorre ao redor da face de escavação, e faz com que o elemento de suporte de um túnel nunca esteja carregado da mesma forma que um ponto material equivalente do solo estava antes da escavação (Kolymbas, 2005).

Para definir o fenômeno de arqueamento de tensões, Terzaghi (1943) explica que se uma parte do solo se move, enquanto parte desse mesmo solo permanece na mesma posição, ocorrerá um movimento relativo do solo entre as adjacências das partes deslocada e estacionária. Esse deslocamento relativo é oposto por uma resistência ao cisalhamento na

zona de contato entre ambas as partes supracitadas. A resistência ao cisalhamento tende a manter o solo adjacente, à parte que se movimentou, na sua posição original, de forma a reduzir as tensões na parte que se movimentou e aumentar na parte estacionária adjacente. O autor esclarece que essa transferência de carga e redistribuição de tensões induzidas pelo deslocamento relativo explicado é o que é definido como arqueamento de tensões.

Um outro fenômeno relevante durante a escavação em solos moles é o “efeito bolha”, que segundo Zaldivar (2013) é significativo para solos altamente compressíveis e em casos em que um elemento de suporte primário altamente rígido é colocado de maneira imediata após a escavação. Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) explicam que esse fenômeno decorre de uma geração de excesso de poropressão positiva na base do túnel devido ao descarregamento associado à remoção do peso do solo escavado, refletindo num movimento generalizado de ascensão do túnel.

2.1.4 Subsidiência regional

Os deslocamentos gerados pela construção de um túnel em solo mole se refletem em deslocamentos superficiais, subsuperficiais e deformações nos elementos de suporte. A longo prazo, essas deformações e deslocamentos podem ser influenciados, entre outros, pelo processo de adensamento causado pela dissipação do excesso de poropressões gerado durante a construção do túnel e pelo bombeamento de água de aquíferos subjacentes, gerando o rebaixamento da pressão hidrostática inicial, e resultando no fenômeno de subsidiência regional.

O termo subsidiência está relacionado ao deslocamento descendente da superfície do solo em uma região, geralmente associado a pequenos deslocamentos horizontais (Pérez-León, 2023). Essa movimentação pode decorrer de processos naturais ou antrópicos, sendo possíveis causas: adensamento de solos moles, contração de argilas em virtude de variações de umidade, colapso de solos, atividades de mineração, fraturamento hidráulico, escavações, extração de água, entre outros (García *et al.*, 2022; Pérez-León, 2023).

O fenômeno de subsidiência regional, por sua vez, é associado ao recalque superficial causado pelo processo de adensamento do solo argiloso mole decorrente do rebaixamento da pressão hidrostática inicial em aquíferos que subjazem a camada de solo mole (adensamento regional). Esse rebaixamento é geralmente provocado pelo bombeamento da água de aquíferos profundos, afetando cidades como Bogotá, Cidade do México, Shanghai, Singapura, Tóquio etc. (Flores-López, 2010; Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2013; Pacheco, 2017 e Pérez-León, 2023). A Fig. 2-1 ilustra o fenômeno.

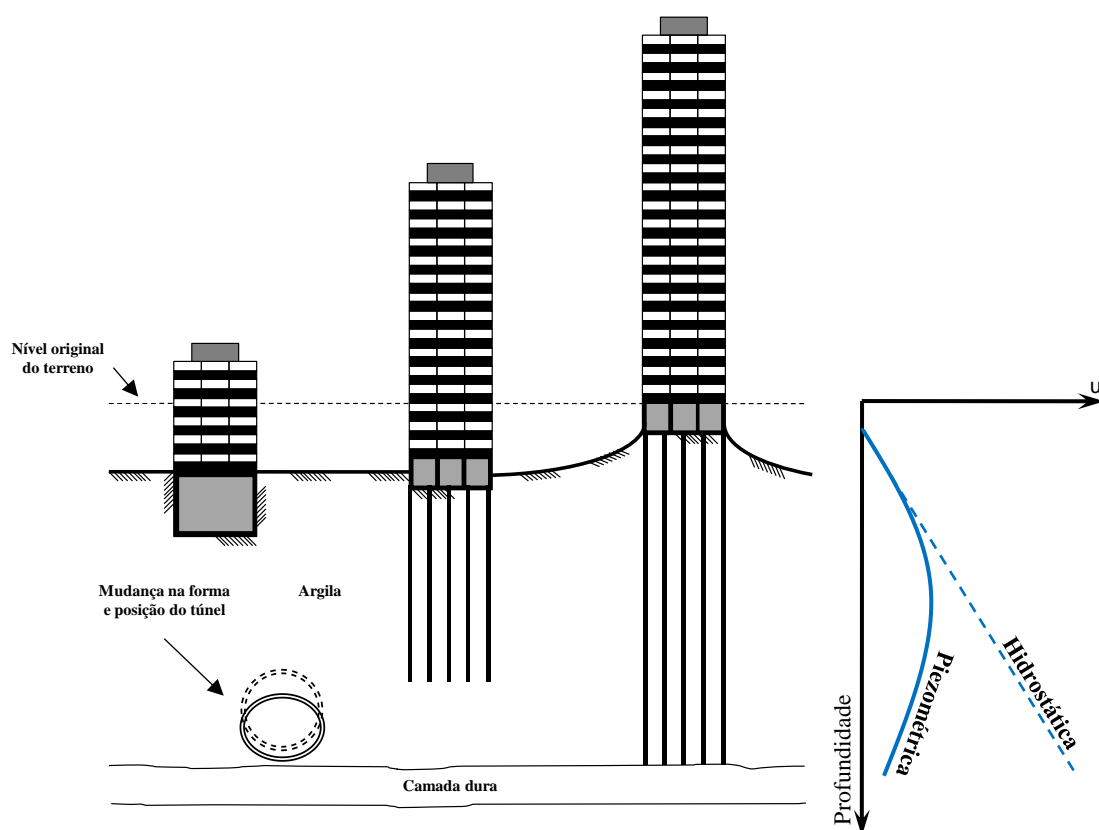


Figura 2-1. Fenômeno de subsidência regional e problemática causada em túneis (Adaptado de Rodríguez-Rebolledo, 2010)

Pérez-León (2023) reporta que há poucos registros que indicam subsidência devido ao bombeamento de água de aquíferos subterrâneos no Brasil, no entanto alerta que isso não implica na inexistência do fenômeno, destacado que em algumas regiões do país houve, devida à exploração da água subterrânea, rebaixamentos significativos dos níveis hidrostáticos originais.

Segundo Flores-López (2010), o fenômeno de subsidência regional é especialmente presente na Zona Lacustre da Cidade do México. Zaldivar (2013) e Pacheco (2017) explicam que a extração excessiva de água dos aquíferos localizados na área urbana da Cidade do México provocaram entre os séculos XX e XXI mais de 10 m de subsidência regional, com taxas de recalque que atingiram até 40 cm/ano em algumas áreas da cidade. Flores-López (2010) salienta que as magnitudes dessas subsidências totais e diferenciais dependem, além da taxa/quantidade de água bombeada, das espessuras das camadas de argila compressível.

Zaldivar (2013) reporta que a subsidência regional na Cidade do México tem provocado danos para construções subterrâneas e superficiais, sendo alguns desses:

- Danos a monumentos históricos;
- Recalques diferenciais em vias de transporte superficiais;

- Emersão aparente de estruturas com fundações profundas, que provoca a geração de atrito negativo;
- Ocorrência de fissuras nas zonas de transição entre as camadas de solo mole e de solo duro;
- Mudanças progressivas na inclinação de obras de transporte de fluidos (água, esgoto, gás etc.), tanto superficiais quanto subterrâneas;
- Aumento do risco de inundação em casos de falha do sistema de drenagem profundo da cidade.

Hernández-Espriú *et al.* (2014), por sua vez, salienta que a subsidência regional na Cidade do México tem gerado uma propagação de fraturas que causa danos a estações de gás, reservatórios subterrâneos e oleodutos. Ademais, Madrigal (2022) destaca que esse fenômeno modifica as propriedades estáticas e dinâmicas do solo, afetando a sua resposta diante de eventos sísmicos, e, além disso, indiretamente contribui para diminuição dos recursos hídricos e aumento dos riscos de inundação e contaminação da água.

Em túneis, Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) destacam que o adensamento regional atua a longo prazo em ambos os elementos de suporte (primário e secundário) geralmente instalados em túneis construídos em solos moles. Kusakabe & Ariizumi (2005) e Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) esclarecem que à medida que o rebaixamento da pressão hidrostática inicial avança, ocorre incremento da tensão total vertical no topo do túnel e diminuição da tensão total horizontal em suas laterais (Fig. 2-2).

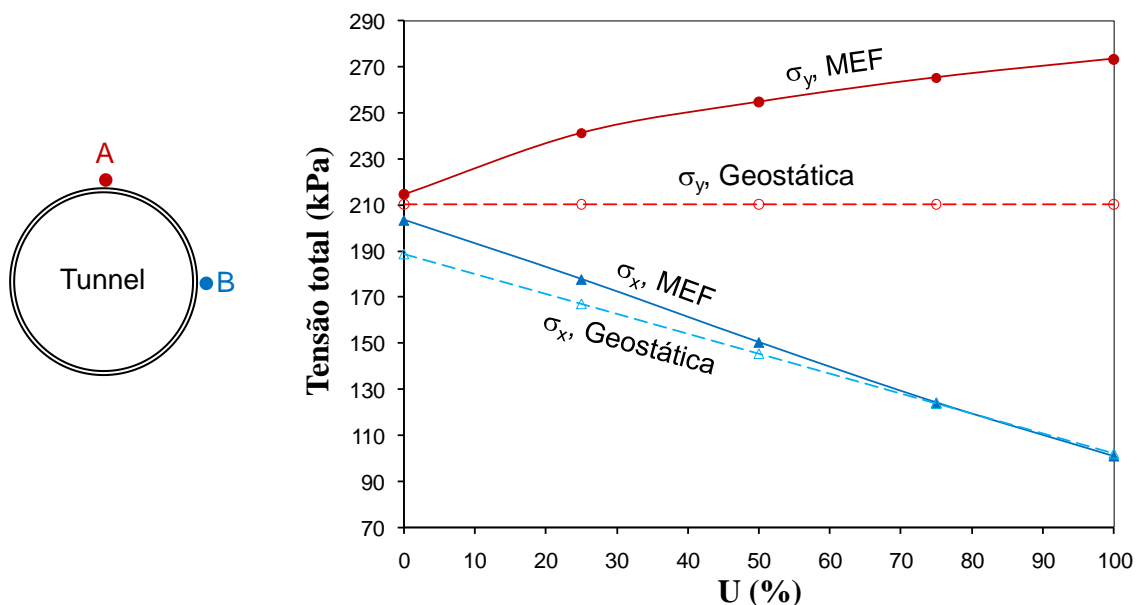


Figura 2-2. Variação das tensões totais no topo e na lateral do túnel ao longo do rebaixamento piezométrico (Adaptado de Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2013)

Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013), Kusakabe & Ariizumi (2005) e Ariizumi *et al.* (2005) explicam que a diminuição da tensão total horizontal nas laterais do túnel se deve ao desconfinamento causado pela redução da poropressão durante o processo de rebaixamento. Em complementação, os autores esclarecem que ao longo do rebaixamento, a velocidade de afundamento do túnel é menor do que a do solo adjacente, o que gera um efeito de emersão aparente da estrutura.

Essa diferença relativa de velocidade de deslocamento das massas de solo, acima e ao lado do túnel, resulta no desenvolvimento de atrito negativo sobre sua parte superior lateral, de forma a induzir a ocorrência de deformações cisalhantes nessa área e repercutir no aumento da tensão total vertical exercida pela massa de solo na parte superior do suporte do túnel (Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2013; Kusakabe & Ariizumi, 2005 e Ariizumi *et al.*, 2005). Esse incremento de tensão também é transmitido para sua base, tendendo a tensão total vertical nesse ponto, pelo princípio de ação e reação, também a aumentar.

A redistribuição de tensões explicada gera esforços de flexão e compressão no suporte do túnel, condição desfavorável em termos estruturais. Ademais, conforme supracitado, o fenômeno gera implicações negativas para estruturas subterrâneas e superficiais que circundam o túnel (Flores-López, 2010; Aguilar-Téllez *et al.*, 2012 e Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2013).

Em relação à redução da tensão total horizontal atuante na lateral do túnel que acontece durante o processo de rebaixamento, Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) explicam que essa pode ser estimada simplificada a partir do Princípio das Tensões Efetivas de Terzaghi (1925 apud Das, 2019), de forma que o incremento de tensão total horizontal na lateral do túnel pode ser dado pela equação:

$$\Delta\sigma_x = \Delta u(1 - K_0) \quad (2.7)$$

em que,

$\Delta\sigma_x$: variação da tensão total horizontal atuante na lateral do túnel;

Δu variação da poropressão decorrente do processo de rebaixamento piezométrico.

2.2 SOLOS MOLES NAS CIDADES DO MÉXICO E DE BOGOTÁ (CASO DE REFERÊNCIA)

Conforme anteriormente reportado, o túnel protótipo para este estudo foi definido a partir de um caso de referência baseado em condições estratigráficas das zonas lacustres das cidades do México e de Bogotá. A seguir, essas condições são rapidamente apresentadas.

2.2.1 Cidade do México

Zaldivar (2013) explica que boa parte da Cidade do México está sobre o fundo do lago de Texcoco, principalmente ao leste e ao norte. A zona oeste do território está assente na derivação da *Sierra de las Cruces* (uma cadeia de montanhas), enquanto a zona sul da cidade está sobre um terreno coberto por lava emitida pelo vulcão Xitle cerca de 2500 anos atrás.

A Cidade do México está subdividida em três grandes zonas geotécnicas (Fig. 2-3): Zona do Lago (Zona Lacustre), Zona de Transição e Zona de Elevações (GDF, 2004; Zaldivar, 2013; Pérez-León, 2023).

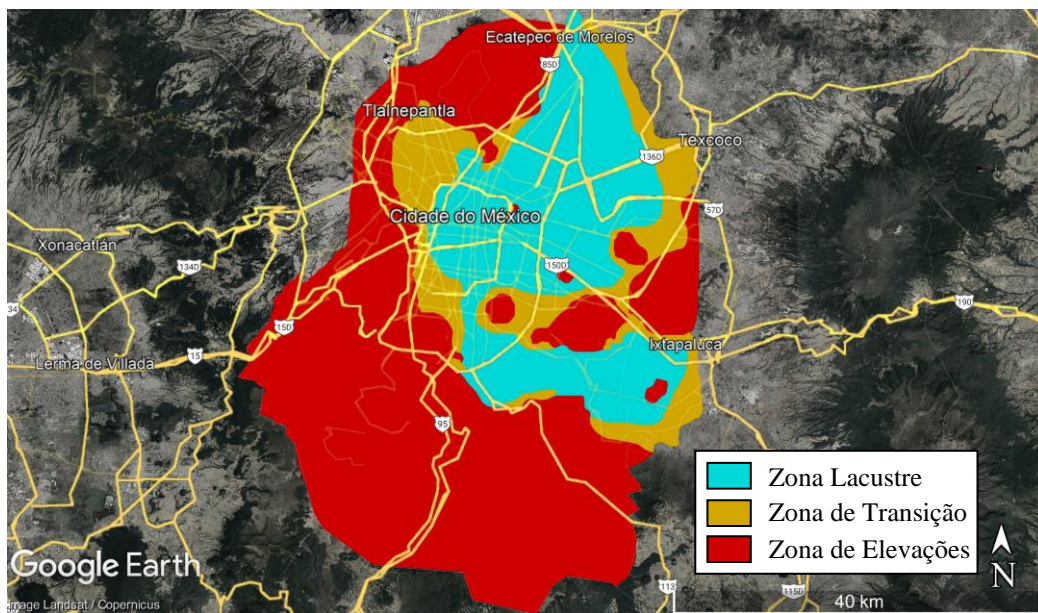


Figura 2-3. Zona geotécnicas da Cidade do México

De acordo com Farjeat & Delgado (1988) e Zaldivar (2013), a Zona de Elevações é formada por tufos (rochas de baixa densidade) e rochas vulcânicas ou solos rijos. Por sua vez, a Zona de Transição possui uma estratigrafia errática, com camadas arenosas ou silteosas aluvionares intercaladas por depósitos de argila lacustre de diferentes espessuras. Finalmente, a Zona Lacustre se caracteriza pela presença de depósitos espessos de argila altamente compressíveis, separados por camadas arenosas e silteosas, e estando geralmente cobertos superficialmente por solos aluvionares, materiais secos e aterros artificiais.

Aguillar-Téllez *et al.* (2012) explica que um perfil estratigráfico típico da Zona Lacustre da Cidade do México é composto, ordenadamente, da seguinte forma:

- 1) Crosta seca superficial - formada por solos aluvionares recentes ou aterros artificiais;
- 2) Formação Argilosa Superior (FAS) - possui entre 27 e 33 m de espessura, sendo composta por camadas de argila altamente compressíveis intercaladas por lentes arenosas;

- 3) Camada dura (CD) – possui em média pouco mais de 3 m de espessura, sendo formada por argilas arenosas ou por argilas muito compactas;
- 4) Formação Argilosa Inferior (FAI) – possui entre 7 e 15 m de espessura, sendo constituída por argilas vulcânicas mais resistentes e menos compressíveis que as da FAS;
- 5) Depósitos profundos (DP) – atinge profundidades superiores a 150 m, sendo formados por cascalhos, siltes e argilas compactas.

Rodríguez-Rebolledo (2010), por sua vez, a partir do banco de dados do *Sistema de Información Geográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM* (Sistema de Informação Geográfica do Instituto de Engenharia da UNAM - SIG, 2008), que foi alimentado por ensaios de piezocone, sondagens à percussão, leituras de piezômetro e ensaios de laboratório em amostras indeformadas coletadas por amostrador *Shelby* (ensaios de compressão triaxial, de adensamento unidimensional e de caracterização), reporta, como componentes do perfil estratigráfico típico da Zona do Lago da Cidade do México, os estratos dispostos no Quad. 2-1.

Quadro 2-1. Perfil estratigráfico típico da Zona Lacustre da Cidade do México (Adaptado de Rodríguez-Rebolledo, 2010)

Camada	Profundidade (m)	Umidade média	Características	
Crosta seca	0 – 2	55%	Argilas muito rijas; altamente pré-adensada devido aos ciclos de umedecimento e secagem.	
Crosta	2 – 5	170%	Argilas médias a semi-rijas; Camada submersa.	
Formação Argilosa Superior 1 (FAS ₁)	5 – 10	340%	Argilas muito moles e altamente compressíveis.	OCR = 1,6
FAS ₂	10 – 15	350%		OCR = 1,1
FAS ₃	15 – 29	270%		OCR = 1,1
Camada dura	29 – 31	30%	Areias argilosas densas a muito densas.	
Formação Argilosa Inferior (FAI)	31-40	140%	Argilas moles altamente compressíveis intercaladas com lentes de argila arenosa.	
Depósitos profundos	40 - Elevadas profundidades	40%	Cascalhos, siltes e argilas de compacidade muito densa.	

Ademais, o mesmo autor destaca os parâmetros apontados na Tab. 2-1 para o perfil estratigráfico típico supracitado (Quad. 2-1).

Tabela 2-1. Parâmetros para o perfil estratigráfico típico da Zona Lacustre da Cidade do México
(Adaptado de Rodríguez-Rebolledo, 2010)

Camada	γ (kN/m ³)	E' (kPa)	ν'	ϕ' (°)	K_0
Crosta seca	14,5	4825	0,25	55	1,17
Crosta	12,0	3444	0,25	47	0,82
FAS ₁	11,4	261	0,30	43	0,44
FAS ₂	11,1	209	0,30	40	0,38
FAS ₃	11,5	325	0,30	40	0,38
Camada dura	18,0	10000	0,33	45	0,29

2.2.2 Bogotá

Em relação à Bogotá, Caicedo *et al.* (2018, 2019a) explicam que a cidade, capital da Colômbia, está localizada na área central do país. Essa região se caracteriza por ser uma planície elevada, formada por depósitos lacustres de solos muito moles. Os estratos profundos nessa região têm origem na subsidência do fundo da bacia e no acúmulo gradual de sedimentos, especialmente lacustres.

Os autores esclarecem que os mecanismos de deposição possíveis para formação dos solos de Bogotá são:

1. Em águas profundas, sedimentação de um material predominantemente fino em um regime de baixa energia;
2. Em regiões com nível d'água baixo, próximas a fozes de rio, sedimentação de um material predominantemente arenoso e silteoso em um regime de alta energia;
3. Em regiões com nível d'água muito baixo, formação de pântanos e depósitos fluviolacustres com altas percentagens de matéria orgânica.

Ademais, apontam cinco estratos como componentes dos 250 m iniciais da bacia de Bogotá:

1. Entre 180 e 250 m, presença de depósitos lacustres com pouca matéria orgânica (menos de 10%) e limite de liquidez (LL) por volta de 50%;

2. Entre 155 e 180 m, presença de depósito de pântano com muita matéria orgânica e um LL médio de 100%;
3. Entre 155 e 80 m, novamente o domínio de depósitos lacustres;
4. Entre 5 e 80 m, presença de episódios esporádicos de pântanos com alta percentagem de matéria orgânica, decorrentes da variação do nível d'água. LL de até 200% e uma percentagem média de partículas menores que 2 μm entre 0 e 20%;
5. Nos primeiros 5 m, baixos percentual de matéria orgânica e valor de LL, concomitantemente com um maior percentual de partículas menores que 2 μm (acima de 40%)

Caicedo *et al.* (2018, 2019a) reportam ainda que atualmente os primeiros 5 a 10 m do depósito de solo que forma a bacia de Bogotá é pré-adensado, apresentando uma consistência muito mole (Índice de Consistência – IC < 0,5). Além disso, comentam que o solo apresenta uma estrutura e comportamento pouco convencionais quando comparado a solos clássicos devida à presença de microfósseis de diatomáceas em sua estrutura, conforme mais bem detalhado a seguir (item 2.2.3)

2.2.3 Solos diatomáceos

Diatomáceas são algas unicelulares formadas por uma parede celular dura e porosa, chamada de frústula, composta majoritariamente por sílica. Essas microalgas estão presentes em quase todos os ambientes aquáticos e condições climáticas do mundo, e representam cerca de metade da matéria orgânica dos oceanos (Ovalle & Arenaldi-Perisic, 2020; Zuluaga-Astudillo *et al.*, 2022).

Quando as diatomáceas morrem, suas frústulas sedimentam e ajudam a formar o solo diatomáceo (SD). Segundo Zuluaga-Astudillo *et al.* (2022), a terminologia usada para mencionar solos que possuem fósseis de diatomáceas é imprecisa e arbitrária, sendo “solo diatomáceo” um termo genérico utilizado para chamar qualquer depósito formado pelas frústulas e não pelas diatomáceas em si.

Um outro termo comumente utilizado para se referir ao SD é o termo terra de diatomáceas (TDDA). Zahajská *et al.* (2020) explicam que na literatura coloquial esse termo pode ser usado para se referir a diferentes coisas, e, por isso, o considera inadequado para ser utilizado como uma definição na literatura científica. Zepeda (2019), por outro lado, define como TDDA os depósitos de fósseis de diatomáceas formados no final do Cretáceo (cerca de 65 milhões anos atrás), período em que a diversidade de diatomáceas teria aumentado significativamente.

2.2.3.1 Frústulas

Segundo Rogato & De Tommasi (2020), as frústulas de diatomáceas têm ao menos quatro funções: I. estabilidade mecânica (a presença de poros e pontes permite que a estrutura resista a pressões de 1 a 7 N/mm²); II. Filtragem de agentes nocivos; III. Redução da velocidade de afundamento; e IV. Regulação da quantidade de luz que adentra a célula para otimização do processo de fotossíntese.

De acordo com Zuluaga-Astudillo *et al.* (2022), as características físicas das frústulas dependem das condições bióticas e ambientais dos períodos deposicionais, principalmente se tratando do impacto dessas na natureza da alga, na profundidade do meio de sedimentação, e na intensidade de luz que regula os processos de fotossíntese. Um outro fator que impacta a característica das frústulas é o tipo de diatomáceas, que pode ser de dois tipos: penadas, com simetria bilateral, encontrada de forma predominante em água doce; e cêntricas, com simetria radial, geralmente encontradas em áreas marinhas. A Fig. 2-4 ilustra frústulas de diferentes espécies de diatomáceas.

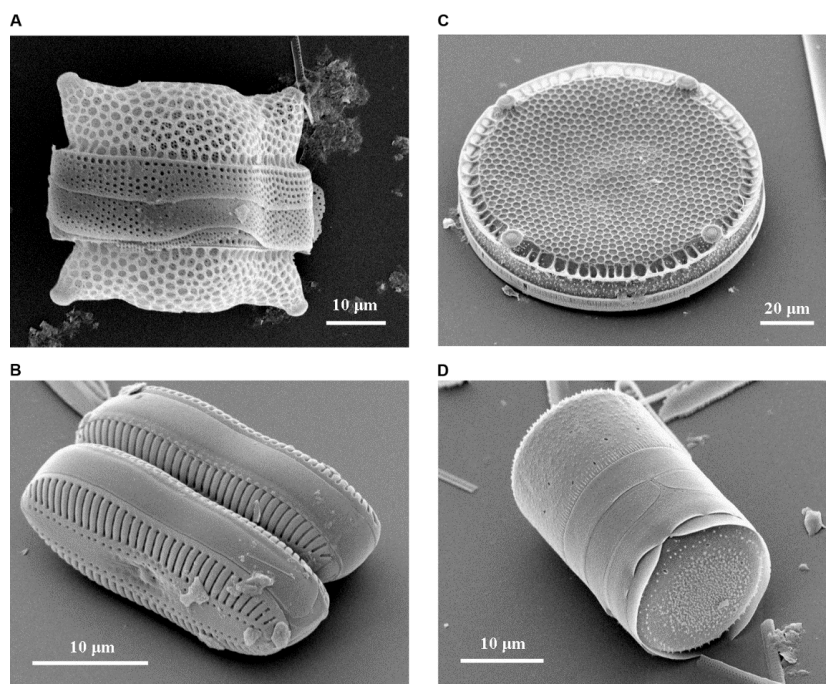


Figura 2-4. Imagens de MEV (Microscópio Eletrônico de Varredura) de frústulas de diatomáceas: A) *Biddulphia reticulata* (diatomácea cêntrica); B) *Diploneis* sp. (diatomácea penada); C) *Eupodiscus radiatus* (diatomácea cêntrica); D) *Melosira varians* (diatomácea cêntrica) (Adaptado de Bradbury, 2004)

Zuluaga-Astudillo *et al.* (2022) explicam ainda que a morfologia das frústulas deve ser investigada em duas escalas: a macro, correspondente à forma total do esqueleto; e a nano,

que se relaciona aos poros internos de cada frústula e a espessura das paredes de cada um deles.

2.2.3.2 Características geotécnicas do SD

Segundo diversos autores (Zuluaga-Astudillo *et al.*, 2022; Arenaldi-Perisic *et al.*, 2019; Caicedo *et al.*, 2019b; Slebi-Acevedo *et al.*, 2021), o SD se caracteriza por uma baixa densidade e grande área superficial, além de elevada porosidade e alto índice de vazios inicial. Essas características, somadas a uma dupla porosidade (vazios entre as frústulas e vazios dentro das frústulas), conferem ao SD uma alta capacidade de armazenamento de água (Palomino *et al.*, 2011, Ovalle & Arenaldi-Perisic, 2020).

A alta capacidade de armazenamento de água do SD gerada pela presença de frústulas confere a esse solo altos valores de limite de liquidez (LL) e de limite de plasticidade (LP), todavia, como reportado em Caicedo *et al.* (2018), uma maior presença de frústulas no SD também é associada a um maior valor de resistência ao cisalhamento, o que não é um comportamento esperado em solos finos convencionais. Ovalle & Arenaldi-Perisic (2020) explicam que esse fato é explicado pelo embricamento e pela componente altamente friccional no contato entre as frústulas que são caracterizadas por possuírem uma superfície áspera e dura.

Em Caicedo *et al.* (2019b), misturas de caulim e SD com diferentes proporções e duas espécies diferentes de diatomáceas (*Aulacoseira granulata* e *Coscinodiscus centralis*) foram comparadas, os autores concluem que a forma, a angularidade e a distribuição granulométrica do SD impactam significativamente no comportamento da mistura. Para exemplificar, para a mesma proporção de frústulas, misturas com “*Coscinodiscus centralis*” (ângulo de repouso de 59,6°) podem atingir um ângulo de atrito de até 51°, ao passo que misturas com “*Aulacoseira granulata*” (ângulo de repouso de 35°) atingem valores de ângulo de atrito de no máximo 34°.

Outras características marcantes do SD são o seu alto valor de tensão de plastificação e sua alta compressibilidade. Ovalle & Arenaldi-Perisic (2020) explicam que a última característica pode ser atribuída à quebra das frústulas e distúrbio da microestrutura do solo após a plastificação. Ademais, em misturas com caulim, observa-se também que a adição de frústulas afeta o arranjo estrutural, a microestrutura e a estabilidade química das misturas (Palomino *et al.*, 2011; Zuluaga-Astudillo *et al.*, 2022).

2.3 CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

A centrífuga geotécnica é um equipamento que permite a replicação do estado de tensões que existiria em um protótipo por meio da aplicação de uma aceleração “gravitacional” N vezes maior em um modelo escalado $1/N$ vezes na centrífuga (NG, 2014). A Fig. 2.3 ilustra o princípio de replicação de tensões, sendo N o fator que rege as dimensões entre o modelo e o protótipo (Pérez-León, 2023).

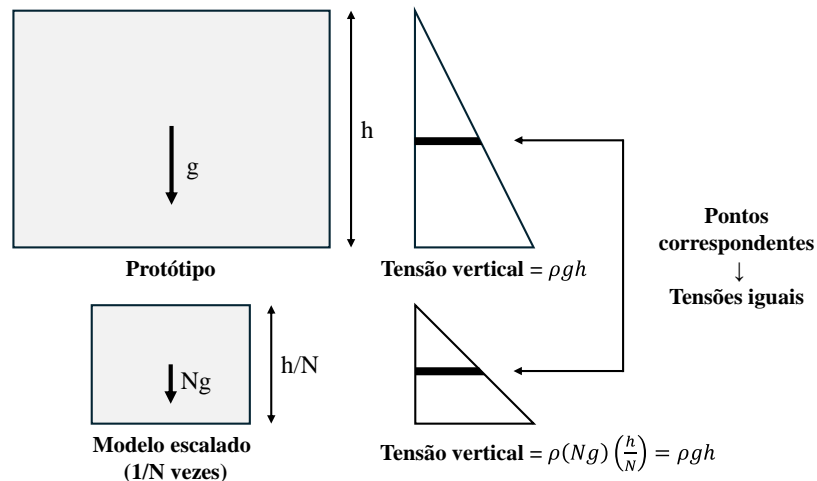


Figura 2-5. Princípio da centrífuga geotécnica, ρ : massa específica do solo, h : altura de um ponto qualquer no modelo (Adaptado de Zimmie *et al.*, 2010)

Segundo Phillips (1995), distintamente de centrífugas utilizadas em outras áreas, a centrífuga geotécnica se caracteriza pela sua robustez, alta capacidade de carga e baixa velocidade de operação. O autor comenta que existem duas classes principais de centrífugas geotécnicas: centrífugas de viga e de tambor. Por outro lado, Lopes (2016) destaca ainda a existência de um terceiro tipo de centrífuga geotécnica, a centrífuga modular, uma combinação entre as centrífugas de viga e de tambor.

Em Pérez-León (2023), os ensaios, que são simulados neste trabalho, foram realizados em uma centrífuga geotécnica de viga (Fig. 2-6). Lopes (2016) explica que esse tipo de equipamento representa a maioria das centrífugas geotécnicas em operação, consistindo em um eixo central conectado a um braço (viga), simétrico ou não, cujas extremidades possuem plataformas fixadas que permitem a acoplagem da caixa modelo.



Figura 2-6. Centrífuga geotécnica utilizada em Pérez-León, 2023. 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 (Pérez-León, 2023)

Craig (1995) esclarece que o uso de um braço simétrico é uma abordagem antiga, focada em tirar proveito do uso simultâneo de dois modelos com tamanhos e massas comparáveis, uma em cada extremidade da viga. O autor explica, contudo, que essa possibilidade tem sido raramente praticada, haja vista que tem se mostrado preferível concentrar esforços na construção de um único modelo, o que também tende a evitar conflitos associados a um ensaio com duas caixas acopladas e ser mais econômico, uma vez que em centrífugas com braço assimétrico o raio do braço que carrega o modelo pode ter um maior comprimento, equilibrado por um contrapeso maior em um raio menor.

A modelagem nesse tipo de equipamento envolve então a construção de um modelo em escala reduzida capaz de reproduzir a problemática a ser investigada (Chapman *et al.*, 2018). A caixa na qual o modelo é construído, que é acoplada na plataforma fixada na extremidade do braço, é rotacionada em alta velocidade, de forma que o modelo seja submetido a uma força centrífuga que age como um campo gravitacional artificial (Oblozinsky & Kuwano, 2004; Chapman *et al.*, 2018).

NG (2014) explica que a aceleração “gravitacional” em N vezes aplicada ao modelo na centrífuga é provida por uma aceleração centrípeta, conforme equação:

$$r\omega^2 = Ng \quad (2.8)$$

em que,

r : raio da centrífuga;

ω : velocidade angular da centrífuga;

g : aceleração da gravidade.

O mesmo autor destaca que as centrífugas são geralmente consideradas um dos principais métodos experimentais para o estudo de problemas geotécnicos complexos, sendo elencada em 1999, em uma pesquisa conduzida pela Sociedade Britânica de Geotecnia (*British Geotechnical Society*), como a quinta mais importante invenção em geotecnia nos 50 anos anteriores.

De acordo com Ko (1988), as principais aplicações de uma centrífuga geotécnica são: modelagem de um protótipo, investigação de um novo fenômeno, estudos paramétricos e validação de modelos numéricos. Idinger *et al.* (2011), por sua vez, destaca que a modelagem em centrífugas permite um bom controle das condições do ensaio, o que é essencial para realização de investigações de mecanismos de ruptura e de deformação. Ademais, Chapman *et al.* (2018) apontam que esse tipo de ensaio tem sido usado para investigar diversos aspectos relacionados a túneis em solos moles, o que inclui estabilidade da estrutura, movimentos de solo e os efeitos da escavação em estruturas adjacentes.

2.3.1 Leis de escala

As leis de escala possibilitam a relação entre o comportamento do modelo e o comportamento do protótipo (Pérez-León, 2023). Segundo Taylor (1995) e NG (2014), em ensaios em centrífugas geotécnicas, as leis de escala são geralmente definidas a partir de análises dimensionais, das equações que governam um determinado fenômeno ou dos princípios de similaridade mecânica entre o modelo e o protótipo.

Taylor (1995) explica que, para modelos quase-estáticos, a tensão vertical que atua em um ponto qualquer no modelo pode ser dada pela equação:

$$\sigma_{vm} = \rho(Ng)h_m \quad (2.9)$$

em que,

σ_{vm} : tensão vertical atuante em uma profundidade h_m no modelo;

h_m : profundidade de um ponto qualquer no modelo.

Já no protótipo, a tensão vertical atuante em um ponto qualquer pode ser dada pela equação

$$\sigma_{vp} = \rho g h_p \quad (2.10)$$

em que,

σ_{vp} : tensão vertical atuante em uma profundidade h_p no protótipo;

h_p : profundidade de um ponto qualquer no protótipo.

Dessa forma:

$$h_m = \frac{1}{h_p} \quad (2.11)$$

Logo, o fator de escala (modelo/protótipo) para dimensões lineares é 1/N. Sendo o modelo uma representação em escala linear do protótipo, os deslocamentos também possuem um fator de escala 1/N (Taylor, 1995). O autor explica ainda que, conseqüentemente, as deformações têm um fator de escala 1/1, de forma que a curva tensão/deformação mobilizada no modelo é, em teoria, idêntica à do protótipo.

A Tab. 2.1 a seguir explicita algumas das principais leis de escala em centrífugas geotécnicas.

Tabela 2-2. Leis de escala (Adaptado de Pérez-León, 2023)

Parâmetro	Fator de escala (modelo/protótipo)	Unidade
Aceleração da gravidade	N	m/s ²
Comprimento	1/N	m
Deslocamento	1/N	m
Área	1/N ²	m ²
Área / comprimento unitário	1/N	m ² /m
Volume	1/N ³	m ³
Massa	1/N ³	N/m/s ²
Densidade	1	N/m/s ² /m ³
Tensão (<i>Stress</i>)	1	N/m ²
Deformação (<i>Strain</i>)	1	-
Força	1/N ²	N
Momento fletor	1/N ³	Nm
Momento fletor / comprimento unitário	1/N ²	Nm/m
Rigidez à compressão	1/N ²	N/m
Rigidez à compressão / comprimento unitário	1/N	N/m/m
Rigidez à flexão	1/N ⁴	Nm ²
Rigidez à flexão / comprimento unitário	1/N ³	Nm ² /m
Velocidade de infiltração	N	m/s
Tempo (adensamento)	1/N ²	s
Temperatura	1	°

2.3.2 Limitações

Embora a centrífuga geotécnica ofereça diversas vantagens, Taylor (1995) e Idinger *et al.* (2011) alertam para algumas limitações associadas a esse tipo de ensaio, sendo essas:

- I. Impossibilidade de replicação de todos os detalhes do protótipo em um modelo reduzido;
- II. Diferença entre o campo de aceleração gerado na centrífuga e o campo gravitacional atuante no protótipo - o campo de aceleração aplicado na centrífuga difere do campo gravitacional do protótipo, isso porque o primeiro é proporcional ao raio da centrífuga (vide Eq. 2.8), levando a variações com a profundidade do modelo. Os autores destacam que essa diferença é desprezível se o fator de escala (N) é determinado para o raio da zona de interesse (eixo do túnel);
- III. Presença de uma componente de aceleração horizontal afetando o modelo – essa componente de aceleração provém do fato do campo de aceleração no modelo ser orientado na direção do centro de rotação, de forma que a direção da aceleração varia relativamente a um plano vertical (seção horizontal do modelo) em toda a sua largura. Os autores explicam que para contornar essa problemática deve-se construir o modelo de forma que os eventos principais aconteçam próximos ao centro do plano, onde os erros relativos à natureza radial da aceleração são mínimos;
- IV. Geração de um campo de aceleração inadequado quando a força resultante da centrífuga e o peso não é perpendicular à superfície do modelo – esse efeito é causado pela resistência friccional das dobradiças da plataforma oscilante, podendo ser contornado com um ajuste adequado da massa do modelo;
- V. Efeitos de escala na interação solo-estrutura causados pelo tamanho dos grãos – no modelo reduzido, o tamanho das partículas sólidas do solo não é reduzido por um fator N , já que isso não é adequado haja vista que cada tipo de solo tem diferentes características de tensão-deformação. Por isso, alguns efeitos locais das partículas podem influenciar o comportamento do modelo. Segundo Taylor (1995) e Idinger *et al.* (2011), esses efeitos podem ser minimizados a partir da adoção de razões críticas entre uma dimensão no modelo e o diâmetro médio dos grãos.

2.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos métodos numéricos mais utilizados por cientistas e engenheiros de diversas áreas ao redor do mundo para resolução de problemas complexos. Essa ferramenta pode ser utilizada na previsão do comportamento (mecânico,

estrutural, térmico etc.) de sistemas, tanto na fase de projeto quanto de análise de desempenho (Fish & Belytschko, 2007; Dhatt *et al.*, 2012; Liu & Quek, 2013; Rao, 2018).

Bathe (1996) e Fish & Belytschko (2007) explicam que a modelagem matemática de um problema físico geralmente passa por premissas que levam a uma explicação de fenômenos de engenharia e ciências em termos de equações diferenciais parciais, equações essas de difícil resolução analítica, mas que podem ser resolvidas de forma aproximada pelo MEF.

Fagan (1992) esclarece que o procedimento de resolução de um problema pelo MEF inicia-se com a divisão do corpo em elementos (discretização ou geração da malha de elementos finitos), que são interconectados em seus vértices, conhecidos como nós. O mesmo autor explica que o número e tipo dos elementos devem ser tais que, no corpo, a distribuição da variável desconhecida, cujo perfil de distribuição se quer descobrir, possa ser satisfatoriamente aproximada pelas representações em cada elemento.

Assume-se que a variável definida como incógnita age em cada elemento de uma maneira pré-definida, descrita por uma equação. As equações que governam cada elemento são então calculadas e montadas de forma a se obter um sistema global de equações. Por fim, essas equações são solucionadas e os valores e respostas de interesse podem ser analisados (Fagan, 1992; Silva, 2022).

De acordo com Cordão Neto (2005), para o problema de adensamento, uma vez que se despreza a variação da pressão exercida pelo ar presente nos poros do solo, a solução acoplada dessas equações (equilíbrio estático da fase sólida do solo e continuidade da fase água) pode ser dada pela expressão:

$$[K]\{\dot{d}\} + [C]\{\dot{u}\} = \{\dot{F}\} \quad (2.12)$$

em que,

$[K]$: matriz de rigidez;

$\{\dot{d}\}$: vetor de taxa de deslocamentos ou temperaturas nodais;

$[C]$: matriz de acoplamento entre as fases sólida e líquida (água) do solo;

$\{\dot{u}\}$: vetor de taxa de poropressões nodais;

$\{\dot{F}\}$: vetor de taxa de forças aplicadas nos nós.

Sendo a matriz de rigidez ($[K]$) definida pela equação:

$$[K] = \int_V [B]^T [D] [B] dV \quad (2.13)$$

em que,

$[B]$: matriz deformação-deslocamento (relaciona os deslocamentos nodais de um elemento com as deformações em um ponto material no interior desse elemento);

$[D]$: matriz da relação tensão-deformação ou matriz constitutiva (relaciona o acréscimo de tensões com o acréscimo de deformações);

V : volume do elemento.

E a matriz de acoplamento ($[C]$) descrita pela equação:

$$[C] = \int_V [B]^T \{H\} [N_p] dV \quad (2.14)$$

em que,

$\{H\}$: vetor da relação constitutiva tensão-sucção;

$[N_p]$: matriz de interpolação das poropressões.

Silva (2022) reporta que as deformações e tensões podem ser obtidas então em pontos de integração no elemento (pontos materiais no interior do elemento, também conhecidos como pontos de Gauss). As formulações para o tensor de deformações e o tensor de tensões, respectivamente, são explicitadas nas equações:

$$[\varepsilon] = [B]\{d\} \quad (2.15)$$

$$[\sigma] = [D][\varepsilon] \quad (2.16)$$

em que,

$[\varepsilon]$: Tensor de deformações.

Vale destacar que o refinamento da malha de elementos finitos e o número dos pontos de integração afetam a precisão dos resultados e o custo computacional para processamento da análise (Silva, 2022).

2.4.1 Hardening Soil (HS)

O *Hardening Soil* (HS) é um modelo elastoplástico de solo com endurecimento isotrópico, ou seja, sua superfície de plastificação não é fixa no espaço das tensões principais, mas pode expandir de acordo com as deformações plásticas sofridas (Teo & Wong, 2012; PLAXIS, 2022).

Teo & Wong (2012) esclarecem que para cada incremento de tensão, há um incremento correspondente de deformações elástica e plástica se o solo está sendo carregado, ou somente elástica se o solo está sendo descarregado/re carregado.

Os mesmos autores apontam que o principal atrativo do modelo HS é sua capacidade de simular as seguintes características comportamentais do solo: dependência do estado de

tensões, não-linearidade e inelasticidade. Por outro lado, Silva (2022) aponta, para análises estáticas, a alta quantidade de parâmetros, a não simulação do amolecimento (*strain softening*), a não consideração da anisotropia do solo e a necessidade de uma complexa validação antes de sua aplicação como algumas das desvantagens do modelo.

No HS, a relação tensão-deformação (q - ε_1) é hiperbólica durante o carregamento primário. Em ensaios triaxiais drenados, a função hiperbólica, representada na Fig. 2-7, é dada pela Eq. 2.17 (Surarak *et al.*, 2012, PLAXIS, 2022; Pérez-León, 2023).

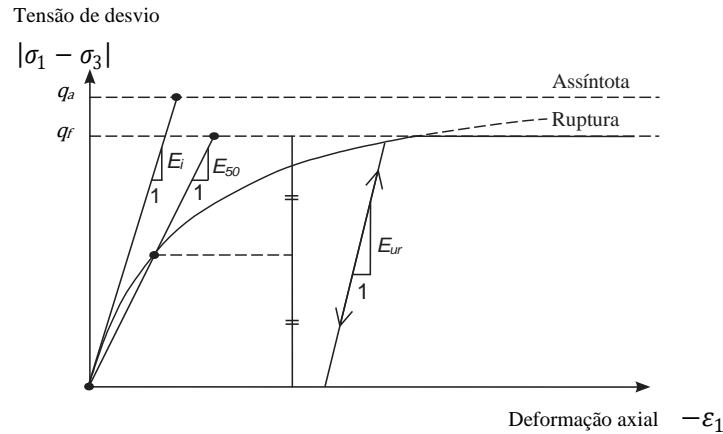


Figura 2-7. Relação hiperbólica tensão-deformação durante o carregamento primário para um ensaio triaxial drenado (Adaptado de PLAXIS, 2022)

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q}, q < q_f \quad (2.17)$$

em que,

ε_1 : deformação principal maior ou deformação axial no ensaio triaxial;

q : tensão de desvio – invariante de tensão de *Cambridge*;

q_a : valor da assíntota da resistência ao cisalhamento ($= \frac{q_f}{R_f}$);

R_f : razão de ruptura;

E_{50} : módulo de Young para o carregamento primário;

q_f : tensão de desvio de ruptura, equação:

$$q_f = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} (\sigma'_3 + c' \cot \phi') \quad (2.18)$$

em que,

ϕ' : ângulo de atrito de pico efetivo

c' : intercepto coesivo efetivo

σ'_3 : tensão de confinamento efetiva ou tensão principal menor efetiva

Vale notar que q_f é derivada do critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*, de forma que se $q = q_f$, o critério é satisfeito e a plastificação é perfeitamente plástica (Surarak *et al.*, 2012, PLAXIS, 2022; Pérez-León, 2023).

E_{50} depende da tensão de confinamento, conforme demonstrado na equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.19)$$

em que,

E_{50}^{ref} : módulo de Young (50% de q_f) para uma tensão confinante de referência p^{ref} (no PLAXIS, por padrão, $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$);

m : parâmetro que indica a quantidade de dependência de tensões (para solos moles geralmente igual a 1 - Surarak *et al.*, 2012).

Para descarregamento e recarregamento, o módulo de rigidez a ser utilizado é o expresso na equação:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.20)$$

em que,

E_{ur}^{ref} : módulo de descarregamento/rearregamento para uma tensão confinante de referência p^{ref} (E_{ur}^{ref} no PLAXIS, por padrão, igual a $3E_{50}^{ref}$).

É salientado em PLAXIS (2022) que o modelo HS considera duas superfícies de plastificação: uma com endurecimento por cisalhamento (*shear hardening*), que é usada para modelar deformações irreversíveis devidas à tensão de desvio; e outra com endurecimento por compressão (*compression hardening*), que é usada para modelar deformações irreversíveis devidas à compressão no carregamento isotrópico.

A lei de endurecimento por cisalhamento é dada, de acordo com Teo & Wong (2012), pela equação:

$$f_s = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^p \leq 0 \quad (2.21)$$

em que,

γ^p : deformação plástica por cisalhamento ($\approx \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p$);

ε_v^p : deformação plástica volumétrica.

O incremento de deformação plástica volumétrica para um dado incremento de tensão cisalhante pode então ser calculado pela equação:

$$\Delta\varepsilon_v^p = \sin \psi_m \Delta\gamma^p \quad (2.22)$$

em que,

ψ_m : ângulo de dilatância mobilizado (relacionado com ψ , ângulo de dilatância).

Para a segunda superfície de plastificação (CAP), relacionada à deformação volumétrica plástica decorrente de um incremento na tensão média ou compressão isotrópica, se introduz o módulo oedométrico (E_{oed}), equação:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_1 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.23)$$

em que,

σ'_1 : tensão principal maior efetiva;

E_{oed}^{ref} : módulo oedométrico para uma tensão confinante de referência p^{ref} (no PLAXIS, por padrão, E_{oed}^{ref} igual a E_{50}^{ref}).

Surarak *et al.* (2012) explicam que O CAP é definido pela equação:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (2.24)$$

em que,

α : parâmetro auxiliar do modelo (igual ao coeficiente de empuxo em repouso do solo normalmente adensado, no PLAXIS K_0^{nc} , ver Eq. 2.4);

p_p : tensão de pré-adensamento isotrópica);

p : tensão média – invariante de tensão de *Cambridge* $\left[= \frac{-(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \right]$;

\tilde{q} : medida especial para a tensão de desvio, equação:

$$\tilde{q}^2 = \sigma_1 + \left[\left(\frac{3 + \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \right) - 1 \right] \sigma_2 - \sigma_3 \quad (2.25)$$

em que,

σ_2 : tensão principal intermediária total.

A lei de endurecimento para o CAP é dada pela equação:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (2.26)$$

em que,

ε_v^{pc} : deformação volumétrica associada ao CAP (representa a deformação volumétrica plástica na compressão isotrópica);

β : parâmetro auxiliar do modelo ($= E_{oed}^{ref}$).

A Fig. 2-8 ilustra as superfícies de plastificação do HS no plano p - \tilde{q} , ao passo que a Fig. 2-9 mostra as mesmas superfícies no espaço das tensões principais para um solo não coesivo.

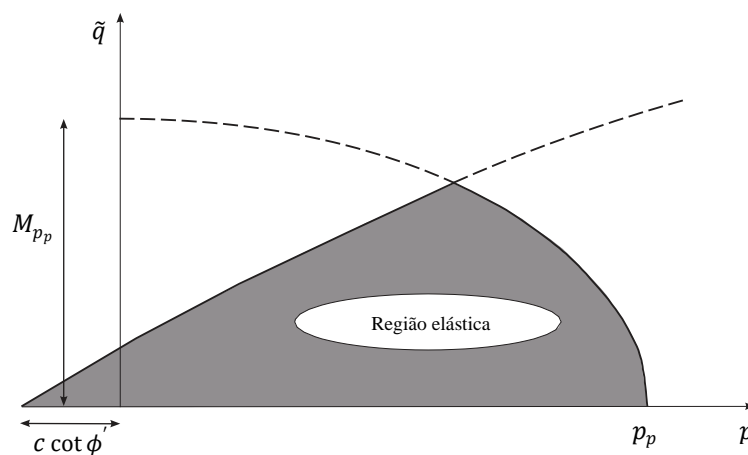


Figura 2-8. Superfícies de plastificação do modelo HS no plano p - \tilde{q} (Adaptado de PLAXIS, 2022)

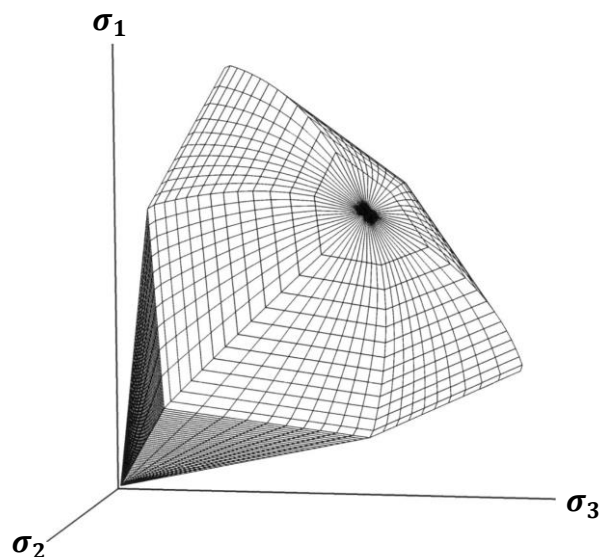


Figura 2-9. Superfícies de plastificação do modelo HS no espaço de tensões principais para solos não coesivos (Adaptado de PLAXIS, 2022)

PLAXIS (2022) destaca que ambas as superfícies de plastificação do HS possuem a forma hexagonal do critério de ruptura de Mohr-Coulomb (MC), com a superfície relacionada ao cisalhamento podendo expandir até a superfície de ruptura do modelo MC. Silva (2022), por sua vez, salienta, no modelo HS, a presença do CAP na superfície de ruptura que é idêntica à do modelo MC, sendo essa superfície de plastificação (CAP) responsável por fechar a região elástica para trajetórias de tensão de compressão isotrópica. A Fig. 2-10 explicita a superfície de plastificação do modelo MC, ilustrando o destacado por Silva (2022).

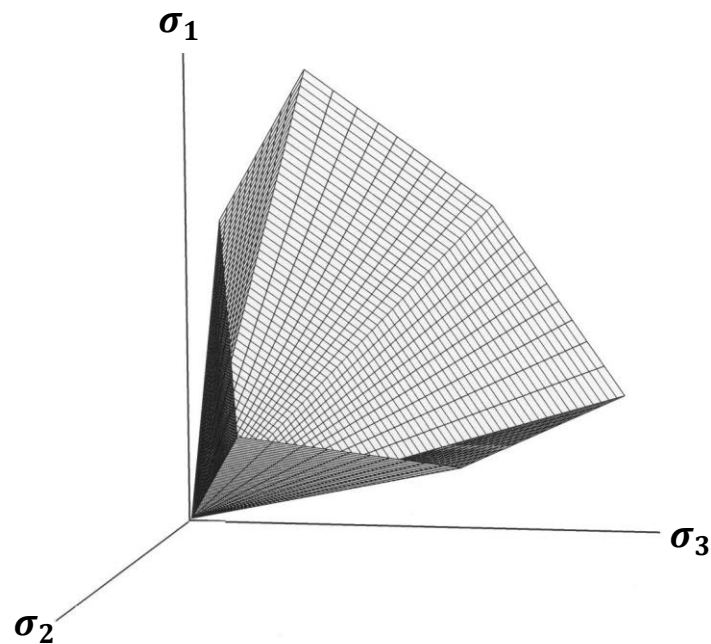


Figura 2-10. Superfícies de plastificação do modelo MC no espaço de tensões principais para solos não coesivos (Adaptado de PLAXIS, 2022)

A Tab. 2-3 resume os parâmetros principais do modelo HS, juntamente com a sua descrição e o tipo de ensaio necessário para sua obtenção.

Por sua vez, as formas de obtenção dos parâmetros de rigidez por meio de ensaios triaxiais drenados e de adensamento oedométrico são explicitadas na Fig. 2-11 (E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref}) e na Fig. 2-12 (E_{oed}^{ref}), respectivamente.

Tabela 2-3. Principais parâmetros do modelo HS (Adaptado de Teo & Wong, 2012)

Parâmetro	Descrição	Tipo de ensaio ¹
c'	Intercepto coesivo efetivo	CD ou CU
ϕ'	Ângulo de atrito de pico efetivo	CD ou CU
E_{50}^{ref}	Módulo de Young efetivo correspondente a 50% de q_f (para p^{ref})	CD (etapa de cisalhamento)
E_{ur}^{ref}	Módulo de descarregamento/re-carregamento efetivo (para p^{ref})	CD (etapa de re-carregamento)
E_{oed}^{ref}	Módulo oedométrico efetivo (para p^{ref})	CD (etapa de adensamento) ou adensamento oedométrico
m	Parâmetro que indica a quantidade de dependência de tensões	Para solos moles geralmente igual a 1 (Surarak <i>et al.</i> , 2012)
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para relações de descarregamento e re-carregamento	Obtido por calibração, tipicamente igual a 0,2
ψ	Ângulo de dilatância	CD ou CU
K_0^{nc}	coeficiente de empuxo em repouso do solo (normalmente adensado)	Igual a $(1 - \sin \phi')$ - Fórmula de Jaky
R_f	Razão de ruptura	Razão entre tensão desvio máxima e a atual (no PLAXIS, por padrão, igual a 0,9)

¹ CD: Ensaio de compressão triaxial adensado drenado; CU: Ensaio de compressão triaxial adensado não drenado

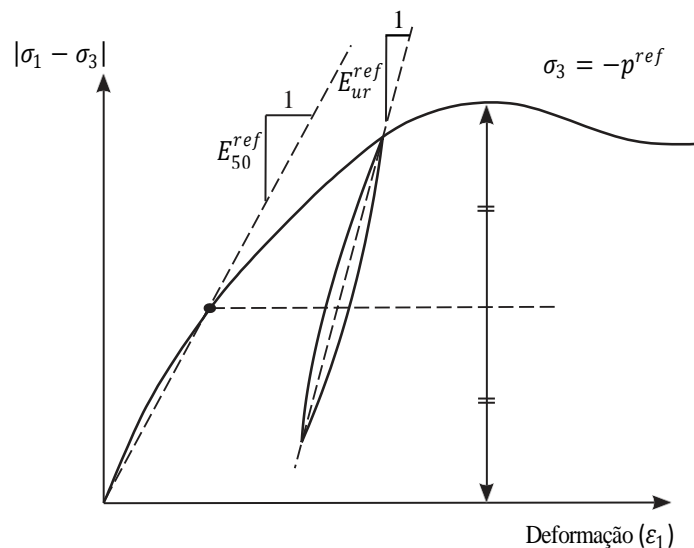


Figura 2-11. Obtenção dos parâmetros de rigidez (E_{50}^{ref} e E_{ur}^{ref}) por meio do ensaio triaxial drenado (Adaptado de PLAXIS, 2022)

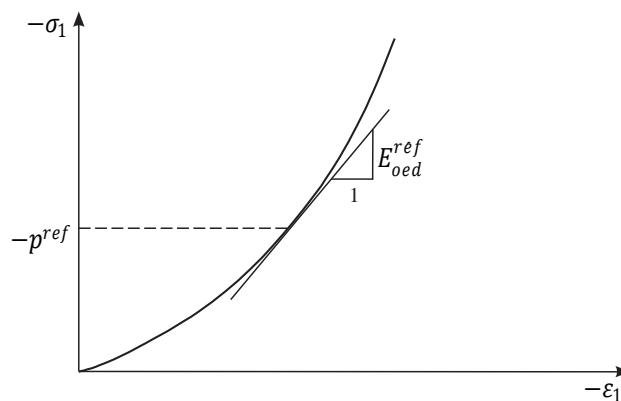


Figura 2-12. Obtenção do E_{oed}^{ref} por meio do ensaio de adensamento oedométrico (Adaptado de PLAXIS, 2022)

2.4.2 Obtenção dos parâmetros do HS para a 50C-50SD

O solo mole utilizado na modelagem física realizada em Pérez-León (2023) cujos resultados subsidiam este trabalho, e que é aqui numericamente modelado, é formado por uma mistura de 50% de argila caulim tipo Caomin P055 e 50% de terra de diatomáceas (TDDA), sendo denominada 50C-50SD. Os parâmetros de resistência e rigidez para essa mistura foram obtidos em Pérez-León *et al.* (2022) e Pérez-León (2023).

Os parâmetros foram definidos a partir de ensaios de adensamento oedométrico e de compressão triaxial, com metodologias similares às explicitadas na Fig. 2-12 e Fig. 2-11, respectivamente. A Fig. 2-13 explicita os gráficos logarítmicos duplos (di-log) obtidos pelos autores em cada tipo de ensaio, que relacionam os valores normalizados (por $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$) dos módulos de rigidez e das tensões principais.

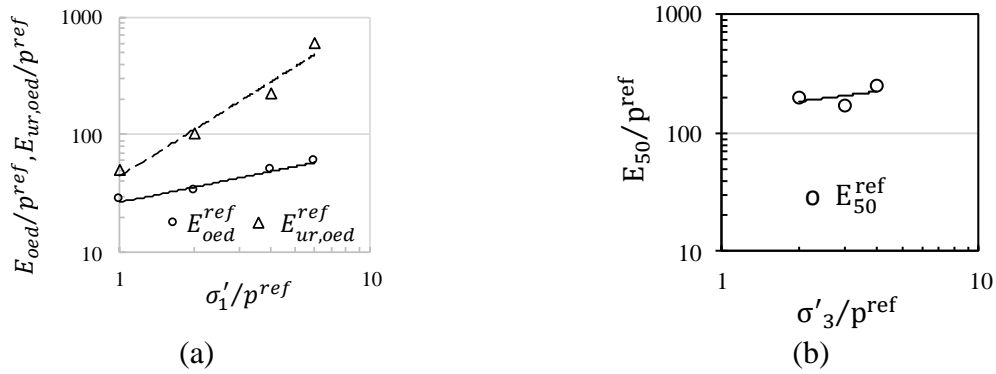


Figura 2-13. Módulos de rigidez normalizados por tensões normalizadas: a) E_{oed}/p^{ref} e $E_{ur,oed}/p^{ref}$ por σ'_1/p^{ref} ; b) E_{50}/p^{ref} por σ'_3/p^{ref} (Pérez-León, 2023)

Pérez-León *et al.* (2022) e Pérez-León (2023) explicam que os valores obtidos a partir dos ensaios foram calibrados por meio de uma simulação explícita do ensaio de compressão triaxial e de uma simulação do ensaio de adensamento oedométrico no módulo *SoilTest* do *software* PLAXIS 2D.

Os autores esclarecem que consideraram a geometria axissimétrica do problema para modelagem do ensaio de compressão triaxial. A Fig. 2-14 ilustra a malha de elementos finitos definida e as condições de contorno consideradas.

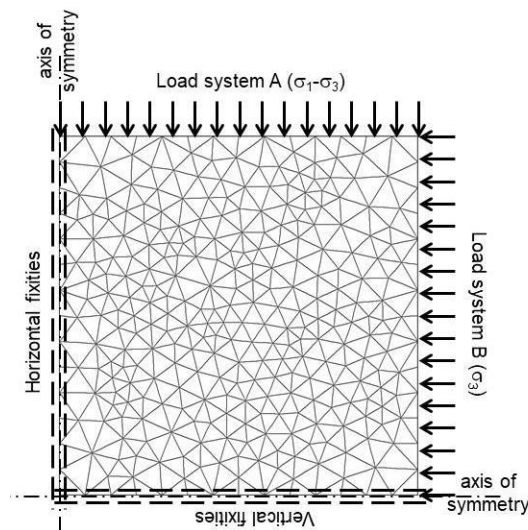


Figura 2-14. Malha de elementos finitos utilizada para simulação do ensaio de compressão triaxial (Pérez-León, 2023)

A partir dos parâmetros de resistência e rigidez obtidos nos ensaios, os autores adotaram os seguintes critérios para condução do processo de calibração:

- I. Utilização de c' , ϕ' e E_{oed}^{ref} como valores iniciais, mantidos inalterados sempre que possível;

- II. Definição inicial de E_{oed}^{ref} como igual à $E_{ur,oed}^{ref}$, seguida pela variação desse como um dos principais parâmetros de ajuste;
- III. Definição de E_{50}^{ref} como valor inicial, seguida pela sua variação como um dos principais parâmetros de ajuste;
- IV. Definição de $m = 0,5$ e $R_f = 0,9$, mantidos inalterados sempre que possível;
- V. Manutenção das configurações padrões de ψ , ν_{ur} e K_0^{nc} .

Os autores reportam boa concordância entre os resultados de laboratório e as simulações numéricas com o modelo HS, conforme ilustrado na Fig. 2-15, que apresenta as curvas de ajuste dos ensaios de compressão triaxial e de adensamento oedométrico obtidas.

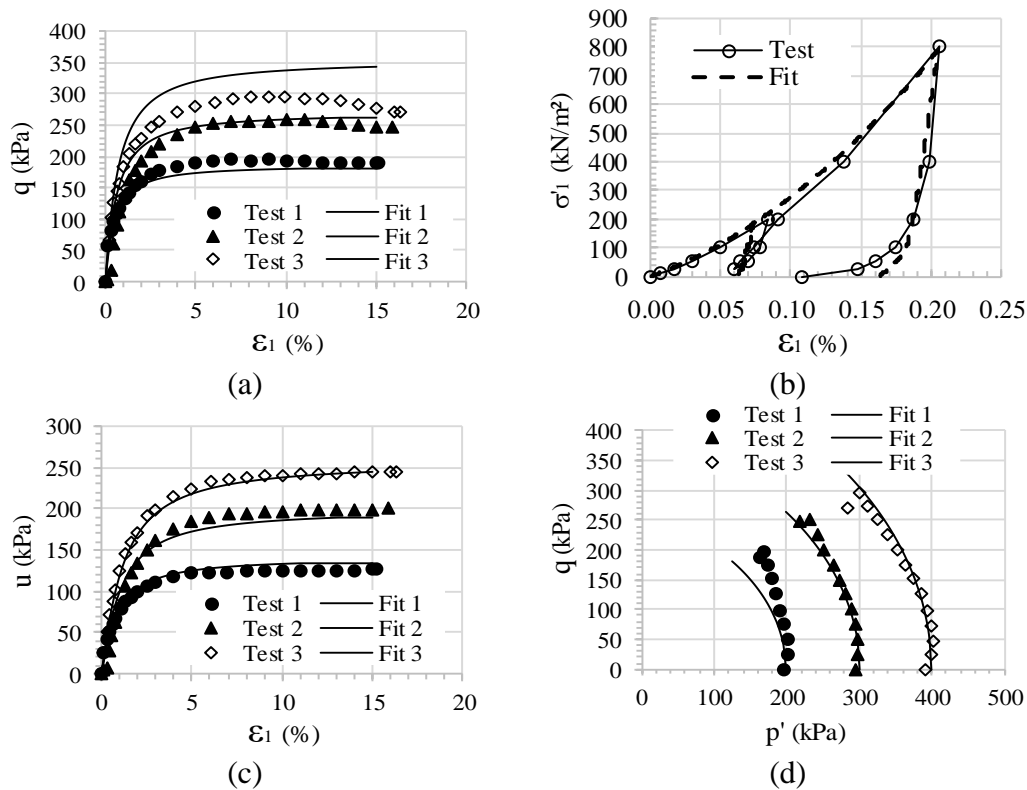


Figura 2-15. Resultados de laboratório e curvas de ajuste obtidas com o modelo HS para os ensaios de compressão triaxial CU e de adensamento oedométrico: a) deformação axial vs. tensão de desvio (ϵ_1 vs. q); b) curva de compressibilidade (ϵ_1 vs. σ'_1); c) deformação axial vs. poropressão (ϵ_1 vs. u); d) trajetória de tensões (p' vs. q) (Pérez-León, 2023)

As razões $E_{50}^{ref}/E_{oed}^{ref}$ e $E_{ur,oed}^{ref}/E_{50}^{ref}$ foram equivalentes a 1,75 e 4,28, respectivamente, valores similares aos propostos pelo *software* de 1,25 e 3,0, também de maneira respectiva. Ademais, de acordo com Pérez-León (2023), o valor de K_0^{nc} foi definido conforme apontado na Eq. 2.4 (fórmula de Jaky). Os parâmetros obtidos após a calibragem são explicitados na Tab. 2-4.

Tabela 2-4. Parâmetros calibrados da 50C-50SD obtidos para o modelo HS (Pérez-León *et al.*, 2022)

c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m	ν_{ur}	K_0^{nc}	R_f
20	28	0	4.20	2.40	18.00	0.5	0.2	0.53	0.9

Ademais, a Fig. 2-16 explicita a relação entre o ângulo de atrito e o índice de plasticidade para a 50C-50SD, a argila caulim (100C) e diferentes solos diatomáceos e não diatomáceos reportados pela literatura.

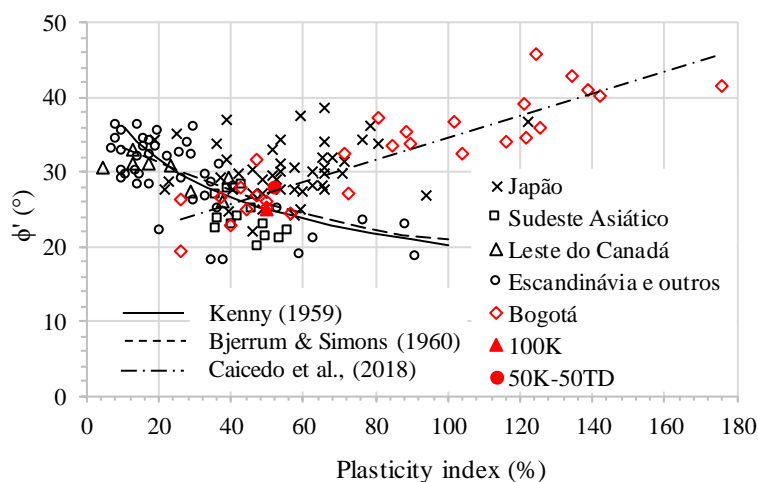


Figura 2-16. Relação entre o ângulo de atrito e o índice de plasticidade (plasticity index) para ambos os solos reconstituídos (100K[=100C] e 50K-50TD[=50C-50SD]) e diferentes solos diatomáceos e não diatomáceos (Adaptado de Shiwakoti *et al.*, 2002 apud Pérez-León, 2023)

Conforme discutido no item 2.2.3, Pérez-León (2023) comenta as particularidades associadas ao solo diatomáceo, salientando o fato de que maiores índices de plasticidades estão relacionados a maiores valores de ângulos de atrito para esse tipo de material, diferentemente do que é observado em solos finos convencionais.

O autor aponta ainda que a introdução do solo diatomáceo na argila caulim fez com que o ângulo de atrito do material aumentasse em 3°, comportamento observado em outros trabalhos (item 2.2.3). Ademais, Pérez-León (2023) destaca que a mistura 50C-50SD está na faixa definida por Caicedo *et al.* (2018) que expressa a relação linear típica entre o ângulo de atrito e o índice de plasticidade de solos diatomáceos de Bogotá, demonstrando ainda boa correspondência com os solos diatomáceos do Japão.

2.5 COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO DE TÚNEIS EM SOLOS MOLES

Segundo Jones (2022), deformações a longo prazo no solo adjacente ao túnel são geralmente decorrentes de mudanças de poropressão. O autor explica que essas variações são geralmente associadas com a dissipação do excesso de poropressões em solos em condição não drenada, que tende a transcorrer em um período relativamente longo. Ademais, ressalta que para solos em condição drenada, alterações nas poropressões à longo prazo são improváveis, haja vista que a dissipação do excesso das poropressões geradas durante a escavação acontece em um curto período.

Jones (2022) salienta, por sua vez, que tanto para solos em condição drenada quanto em não drenada, podem ocorrer mudanças de poropressão a longo prazo relacionadas a outros fatores, possivelmente relacionados ao bombeamento da água de aquíferos subjacentes, ou alguma outra mudança no nível d'água subterrânea. Essas variações levam ao aumento da tensão efetiva do solo se a poropressão diminui, causando adensamento, ou diminuição da tensão efetiva do solo se a poropressão aumenta, causando soerguimento.

NG *et al.* (2013) comentam que estudos que discutem deformações a longo prazo em túneis são menos numerosos quando comparados com pesquisas que acessam as deformações do túnel durante a construção. A observação dos autores pode ser estendida para o estudo do comportamento do túnel a longo prazo de forma geral, o que pode estar relacionado com as dificuldades envolvidas nesse tipo de avaliação. De todo modo, a seguir são reunidas pesquisas que versam sobre esse tema, categorizadas em análises que envolvem túneis instrumentados (item 2.5.1), modelos em centrífugas geotécnicas (item 2.5.2) e modelos numéricos (2.5.3).

2.5.1 Túneis instrumentados

Em Barratt *et al.* (1994), são reportados os resultados do monitoramento a longo prazo das cargas desenvolvidas nos anéis instrumentados do suporte de concreto segmentado de túneis instalados nas argilas de Londres (túnel norte da *London Underground Jubilee Line*, abaixo do *Regents Park*) e Oxford (túnel de esgoto *Oxford Trunk Outfall*), na Inglaterra, em profundidades de 20 e 15,5 m, respectivamente. Os autores avaliaram uma instrumentação composta por células de carga para medição da carga total nos anéis e células de tensão total para mensuração das pressões do solo em pontos ao redor do anel.

Barratt *et al.* (1994) reportam que o carregamento no suporte do túnel tende a aumentar ao longo do tempo, porém, em uma taxa continuamente menor. Para o túnel instalado em Londres, em 19,5 anos, a carga vertical sobre o suporte aumentou cerca de 60%

da sobrecarga inicial (carga causada pelo peso do material acima do túnel), com 57% desse incremento ocorrendo nos primeiros 4 anos, ao passo que a carga horizontal aumentou cerca de 40% em relação a esse mesmo valor. Para o túnel instalado em Oxford, em 7,5 anos, as cargas verticais na base e no topo do suporte aumentaram, embora erraticamente, entre 35 e 50% da sobrecarga inicial.

Em relação às tensões totais, para o túnel de Londres, houve aumento das tensões totais laterais, do topo e da base entre cerca de 70 e 95% da tensão total inicial, já para o túnel de Oxford, as tensões totais ao redor do túnel diminuíram durante os primeiros 100 dias e aumentaram para valores por volta de 5 e 30% da tensão total inicial ao fim do período avaliado. Vale destacar que a tensão total inicial, em ambos os casos, se refere à tensão total vertical decorrente da sobrecarga inicial.

Os autores destacam que problemas com a instrumentação provavelmente influenciaram nos resultados obtidos, todavia, explicam que outras pesquisas são congruentes com a tendência da carga vertical no suporte do túnel ser maior do que a carga horizontal para túneis em argilas de Londres. Como exemplo, citam Ward & Thomas (1965), em que as deformações em três túneis instalados na argila de Londres são avaliadas a partir de medidas de micrômetros e *strain gauges*.

Nesse estudo, são avaliados os seguintes tipos de suporte: a) suporte de ferro fundido, de um túnel parte do sistema ferroviário dos correios (*Post Office railway system*), com 2,1 m de diâmetro interno, instalado numa profundidade de 16,8 m; b) suporte de ferro fundido, de um túnel parte do trecho experimental da *Victoria Line*, com 3,9 m de diâmetro interno, instalado numa profundidade de 24,1 m; c) suporte de concreto, de um túnel parte do trecho experimental da *Victoria Line*, com 3,8 m de diâmetro interno, instalado numa profundidade de 25,9 m.

Ward & Thomas (1965) reportam que as deformações são similares em todos os suportes, com um rápido desenvolvimento nos primeiros meses após a construção e um desenvolvimento mais lento nos anos seguintes, durando até o fim do período avaliado - por volta de 6 anos no caso do túnel do *Post Office railway system*. Para todos os casos, o diâmetro vertical diminui, ao passo que o diâmetro horizontal aumenta, como consequência, momentos fletores são desenvolvidos em todos os segmentos do suporte.

Os autores reportam ainda, nos arredores do suporte, a partir da avaliação das leituras dos *strain gauges*, o desenvolvimento de tensões circunferenciais (empuxo) aproximadamente uniformes, equivalentes à ação hidrostática da pressão de sobrecarga total.

Tratando-se de estudos de túneis em Xangai, cidade em que o fenômeno de subsidência regional é observado, NG *et al.* (2013) avaliaram recalques a longo prazo de um túnel metroviário de 16,4 km em um período de 12,5 anos (1994 a 2007).

A instrumentação da estrutura foi baseada em dispositivos para monitoramento do nível do lençol freático (medidores de nível d'água – MNA's), além de medidores de recalques na superfície (marcos superficiais), subsuperfície (extensômetros de haste – indicadores da compressão das camadas de argila e dos aquíferos) e no túnel (marcos internos instalados no leito de concreto do trilho). A estratigrafia da área analisada consiste em camadas intercaladas de argila e material permeável (aquíferos), conforme pode ser visto na Fig. 2-17.

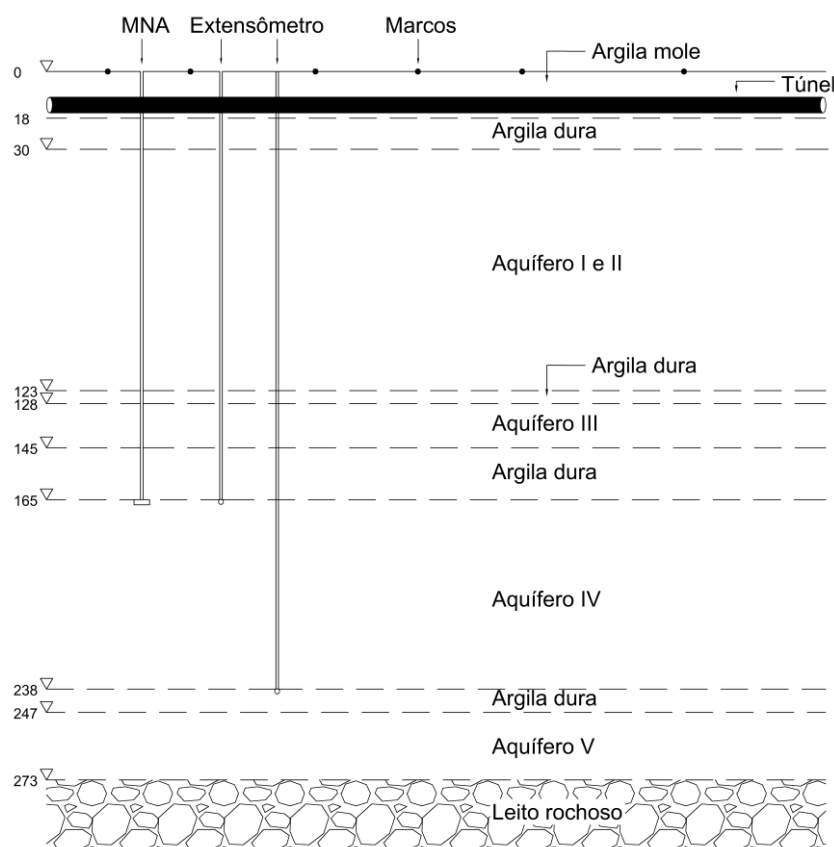


Figura 2-17. Perfil estratigráfico e layout de instrumentação de um dos pontos avaliados do túnel de Xangai (NG *et al.*, 2013)

O recalque máximo no túnel, desenvolvido de forma contínua ao longo do tempo, foi de 288 mm ao fim dos 12,5 anos. Para entender as causas desse recalque, NG *et al.* (2013) investigaram quatro mecanismos principais:

- Efeitos da construção do túnel;
- Carregamento cíclico decorrente da passagem dos trens;

- Adensamento secundário da camada de argila mole;
- Bombeamento de água de aquíferos subterrâneos.

Em relação aos efeitos da construção do túnel, os autores explicam que os recalques superficiais decorrentes da escavação do túnel são menores que 50 mm e aparentam se estabilizar nos primeiros 3 meses após a construção. Quanto ao carregamento cíclico, NG *et al.* (2013), a partir de equações empíricas derivadas de ensaios cíclicos, estimam uma compressão da camada de argila mole de 2 mm ao longo dos 12,5 anos, permitindo aos autores concluir esse fator como desprezível em relação ao recalque total obtido.

Tratando-se do efeito do adensamento secundário, os autores se baseiam em ensaios de adensamento oedométrico de longa duração (até 70 dias) para estimar a compressão da camada de argila mole devida ao adensamento secundário. É reportado para esse material, ao fim dos 12,5 anos, um recalque de 19 mm, que é correspondente somente a uma pequena fração do recalque total observado (288 mm).

Por fim, é investigado o efeito do rebaixamento piezométrico causado pelo bombeamento de água dos aquíferos subterrâneos, a partir da análise dos níveis d'água desses aquíferos e de suas medidas de compressão realizadas por meio de extensômetros de haste, NG *et al.* (2013) concluem que a extração de água subterrânea, quando em níveis excessivos, é provavelmente a principal responsável pelos altos valores de recalque a longo prazo observados.

Nesse cenário, a compressão de um dos aquíferos monitorados (Aquífero 4, vide Fig. 2-17), de maior profundidade e com uma maior quantidade de água depletada, corresponde a cerca de 65% do recalque máximo obtido. Os autores comentam que nesse aquífero uma diminuição acentuada do nível d'água inicial resultou, ao longo do tempo, no aumento das tensões efetivas verticais atuantes ao ponto de exceder a tensão de pré-adensamento da camada, tornando-a pré-adensada.

Os autores comentam, citando Holzer (1981), que em aquíferos pré-adensados a taxa de subsidência por unidade de água rebaixada aumenta de maneira significativa. Além disso, reportam que após a plastificação do solo, pôde-se observar um adensamento secundário (creep) considerável da camada.

NG *et al.* (2013) esclarecem que essa observação é decorrente do fato do Aquífero 4 continuamente comprimir, mesmo quando as tensões efetivas diminuíram em virtude da recuperação dos níveis do lençol freático após o atingimento de um nível mínimo histórico. Os autores explicam ainda que esse comportamento do Aquífero 4 é observado em outros

locais em Xangai, esclarecendo que em areias o adensamento secundário é relacionado com deslizamentos e rotações entre partículas.

Shen *et al.* (2014) também avaliaram dados de monitoramento de túneis metroviários em Xangai, reportando recalques (incluindo diferenciais) significativos após mais de 10 anos desde a construção da estrutura. Os autores explicam que a taxa de recalque é maior nos primeiros anos após a construção, reduzindo gradualmente após isso.

Segundo Shen *et al.* (2014), recalques diferenciais nessas condições foram observados nas seguintes situações: a) sobre condições de solo variáveis; b) entre estação e túnel; c) em passagens transversais e rampas; e d) em túneis que passam por rios. Ademais, os mesmos autores destacam que na maioria dos casos os túneis assumem a forma de uma elipse horizontal (encurtamento do eixo vertical e alongamento do eixo lateral) com o advento, ao longo do tempo, das deformações.

Por fim, Soga *et al.* (2017), a partir de uma revisão bibliográfica de estudos sobre o comportamento a longo prazo de túneis e movimentações de solo após uma escavação em solos argilosos, salientam que a permissividade do túnel relativa à condutividade hidráulica do solo adjacente é um dos principais fatores que deve ser observado.

Os autores explicam que embora o túnel durante a operação possa parecer seco, ele pode estar agindo como uma fronteira drenante, uma vez que em solos argilosos, pouco permeáveis, há a tendência de pouca água percolar e conseqüentemente ser drenada, tendendo essa pequena quantidade ser evaporada em pouco tempo, ocultando a ação do suporte como dreno.

Soga *et al.* (2017) esclarecem que a atuação do túnel como dreno pode induzir a maiores deformações decorrentes de uma dissipação de poropressões mais intensa e mais acelerada em situações que o túnel é envolto por camadas impermeáveis. Além disso, chamam atenção para o fato que em muitos estudos a permissividade do suporte do túnel é assumida como constante ao longo de todo o processo de adensamento, o que pode não ser o caso haja vista a degradação sofrida por essa estrutura ao longo do tempo. Essa condição, de suporte do túnel permeável, foi estudada em Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe & Ariizumi (2005), conforme destacado no item 2.5.2.

2.5.2 Modelos em centrífugas geotécnicas

Em Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe & Ariizumi (2005), análises de modelos físico e numérico foram realizadas para avaliar os mecanismos de deformação do solo, assim como as

cargas e tensões desenvolvidas a longo prazo no suporte de um túnel em argila mole. Os autores conduziram ensaios em centrífuga geotécnica e análises numéricas por meio do MEF.

Foram estabelecidas duas condições hidráulicas de contorno, uma em que o suporte do túnel age como uma fronteira drenante (drenagem no túnel), e outra em que o processo de adensamento acontece na argila devido ao rebaixamento do nível de água do solo (drenagem de fundo – simulação do adensamento regional).

O solo foi modelado em uma caixa retangular de 550 mm de altura, 500 mm de largura e 150 mm de profundidade. O modelo do túnel foi construído a partir de um tubo cilíndrico de aço inoxidável com 150 mm de comprimento e diâmetros interno e externo de 40 mm e 60 mm, respectivamente. Em três seções transversais ao longo do tubo (A, B e C), foram instalados transdutores de tensão total e de poropressão no tubo. Ademais, medidores de deslocamento foram fixados na superfície do solo. A Fig. 2-18 e a Fig. 2-19 ilustram o arranjo de instrumentação no modelo e ao redor do tubo.

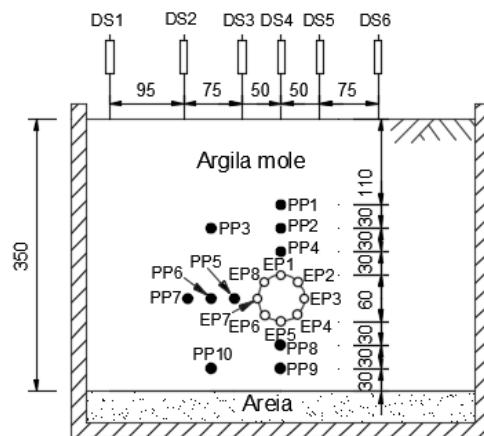


Figura 2-18. Arranjo da instrumentação no modelo (Adaptado de Ariizumi *et al.*, 2005 apud Pérez-León, 2023)

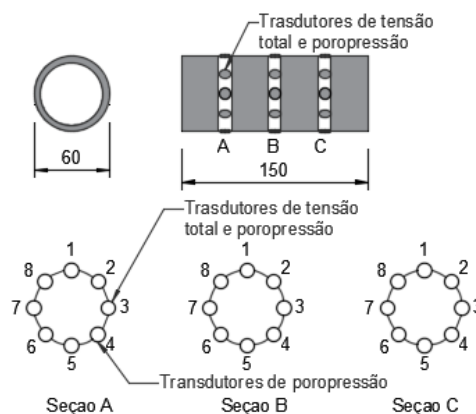


Figura 2-19. Arranjo da instrumentação ao redor do tubo (Adaptado de Ariizumi *et al.*, 2005 apud Pérez-León, 2023)

Os autores explicam que a rigidez do túnel foi selecionada de forma que se excluísse a possibilidade da ocorrência de tensões adicionais decorrentes da deformação do suporte do túnel em si. Além disso, reportam que o túnel foi firmemente fixado nas laterais da caixa, atribuindo 2 motivos para tal: primeiro, citam Ariizumi *et al.* (2003) para explicar que em um túnel danificado em que a infiltração era monitorada os autores perceberam que virtualmente não houve deslocamento vertical do suporte do túnel em si, e segundo, que a condição de deslocamento vertical livre do modelo do túnel relativamente às paredes da caixa era extremamente difícil de se reproduzir experimentalmente. Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe & Ariizumi (2005) salientam, contudo, que essa condição (do túnel fixo) pode não ser representativa de um túnel submetido à subsidência decorrente do rebaixamento do nível d'água no solo (drenagem de fundo), sendo possível que a carga no topo do suporte do túnel seja superestimada nessas condições.

O modelo ensaiado na centrífuga geotécnica era formado por uma argila Caolin ASP-170, com partículas de em média 0,4 μm e peso específico de 16,2 kN/m^3 para uma tensão de adensamento de 20 kPa. A aceleração aplicada nos ensaios foi de 67 g durante 24 horas, equivalente a cerca de 12,3 anos na escala do protótipo.

Os autores comentam que a deformação típica a longo prazo de um suporte de concreto armado em túneis construídos em solo mole tem uma forma elíptica, com o diâmetro vertical diminuindo e o horizontal crescendo, e com o aparecimento de fissuras nos segmentos do suporte.

Por sua vez, em relação às análises conduzidas, apontam as seguintes conclusões principais:

- I. No caso da primeira condição hidráulica de contorno, drenagem no túnel, a drenagem ocorre em direção ao túnel e o processo de adensamento se estende na direção radial.

A zona abaixo do túnel (*invert*) sofre uma compressão lateral; nas zonas laterais, o solo se move ao longo da curvatura do túnel com o desenvolvimento de deformação de tração na direção radial.

Na parte de cima do túnel (coroa), ocorre compressão na direção vertical, concomitantemente ao desenvolvimento de deformação de tração resultante do movimento do solo ao redor do túnel.

Com a diferença de velocidade de deslocamento das massas de solo acima do túnel (em virtude da drenagem do túnel) e nas partes laterais e abaixo do túnel (em virtude do

adensamento unidimensional), são desenvolvidas deformações cisalhantes na parte superior do túnel.

Como resultado, a deformação de compressão vertical é incrementada, fazendo com que essa seja maior do que a deformação média devida ao adensamento unidimensional. Assim, de modo consequente, a tensão total vertical no topo do túnel aumenta.

- II. Para a segunda condição hidráulica de contorno, drenagem de fundo, o processo de adensamento é unidimensional nas zonas laterais do túnel. Ocorre incremento da tensão total vertical no topo do túnel, ao passo que a tensão total horizontal nas laterais e a tensão total vertical no *invert* do túnel são reduzidas. Os mecanismos por trás do aumento da tensão total vertical no topo do túnel e da redução da tensão total horizontal na lateral do túnel são explicados no item 2.1.4. A Fig. 2-20 ilustra o desenvolvimento das tensões totais normais em ambos os modelos.

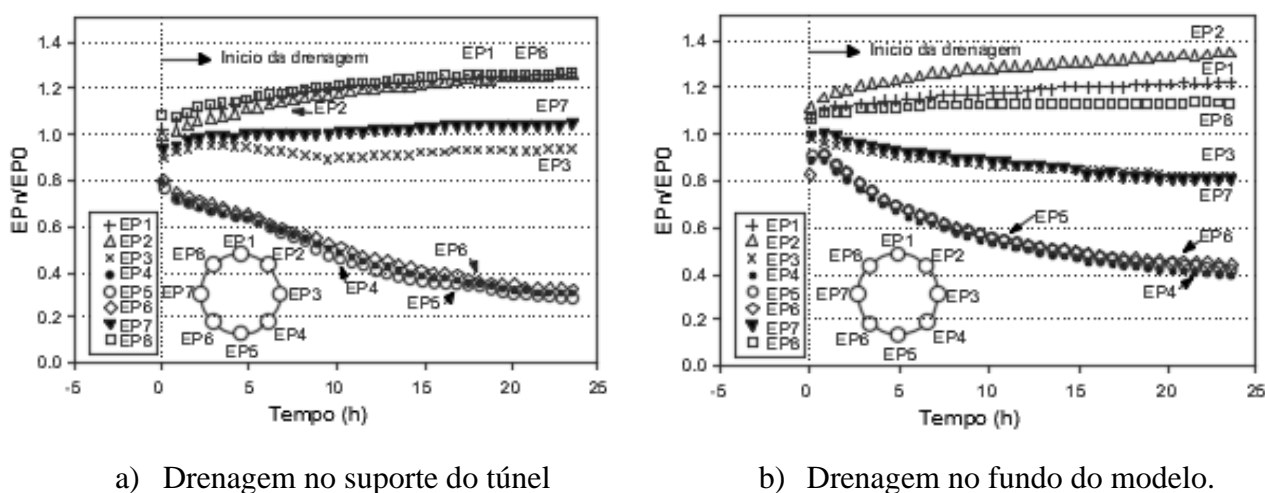


Figura 2-20. Desenvolvimento das tensões totais normais ao redor do tempo ao longo do tempo (Adaptado de Ariizumi *et al.*, 2005 apud Pérez-León, 2023)

- III. A carga adicional decorrente de ambos os processos avaliados (drenagem de fundo e drenagem no túnel) tende a não ser uniformemente distribuída, o que reforça a consideração da distribuição das tensões adicionais de longo prazo em projetos de túneis em solo mole.
- IV. O aumento da tensão total no suporte no cenário de drenagem no túnel reforça a importância de se garantir que os elementos de suporte sejam impermeáveis a fim de se assegurar a sua integridade a longo prazo.

V. A magnitude da subsidência é maior no caso da drenagem de fundo, assim como o recalque diferencial. Além disso, os deslocamentos se tornam maiores à medida que distância do centro do túnel aumenta.

Em Ma *et al.* (2010), o comportamento a longo prazo de túneis da linha de metrô de Xangai é investigado, analisando-se especialmente os mecanismos que afetam o adensamento dessa estrutura. Dois casos foram modelados em centrífuga geotécnica: o Caso N° 1, em que o modelo do túnel foi posicionado entre duas camadas de solo mole homogêneas (argila siltosa mole acima do túnel e argila siltosa rígida abaixo do túnel); e o Caso N° 2, em que o modelo do túnel é sobreposto pela mesma camada (argila siltosa mole), todavia, possui na parte inferior uma transição acentuada de argila siltosa mole para argila siltosa rígida (Fig. 2-21).

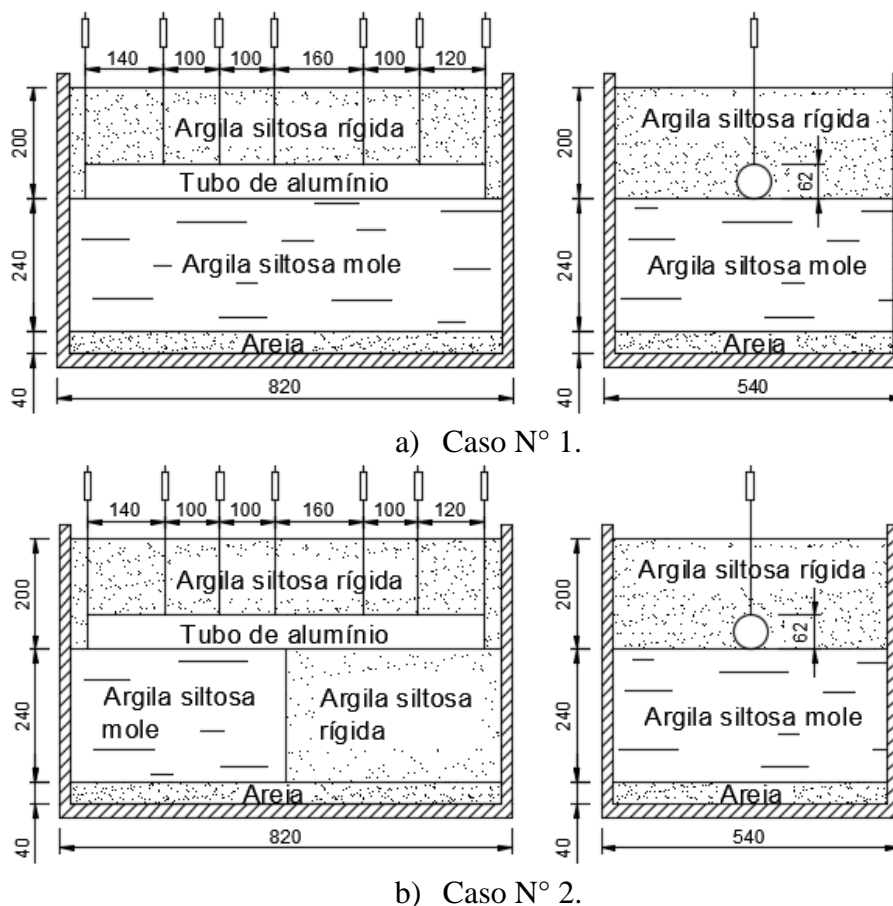


Figura 2-21. Modelos ensaiados (Adaptado de Ma *et al.*, 2010 apud Pérez-León, 2023)

Os autores esclarecem que os modelos foram construídos com o intuito de se simular o perfil estratigráfico em certas seções da linha 8 do metrô de Xangai, que geralmente não possui camadas horizontalizadas, mas sim camadas que se estendem sob outras com certa angulação, estabelecendo transições acentuadas em certas profundidades. Quando o túnel intercepta essas transições, segundo Ma *et al.* (2010), os recalques, distribuição de tensões e

cargas no suporte podem variar de forma significativa, variação que pode impactar na segurança e operabilidade da seção do túnel na transição e de seções próximas.

Uma aceleração de 100 g foi utilizada nos ensaios, que contaram com um processo de adensamento, sem o solo presente, conduzido até o atingimento de um grau de adensamento em torno de 90%. Em seguida, o túnel foi instalado, a centrífuga reiniciada e o ensaio conduzido por uma duração de 18 horas, cerca de 20,5 anos.

Para construção do modelo do túnel, foi utilizado um tubo cilíndrico oco de liga de alumínio. Transdutores de tensão total e de poropressão foram instalados em duas seções do tubo, 7 LVDT's foram posicionados no topo da caixa para aferir recalques longitudinais e 18 *strain gauges* foram fixados na superfície do túnel para monitorar deformações axiais, circunferenciais e cisalhantes (Fig. 2-22).

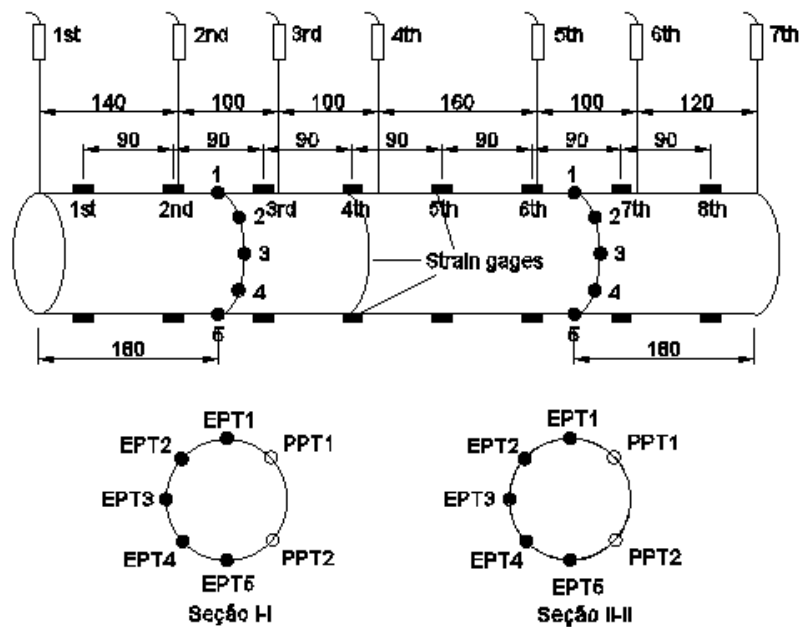
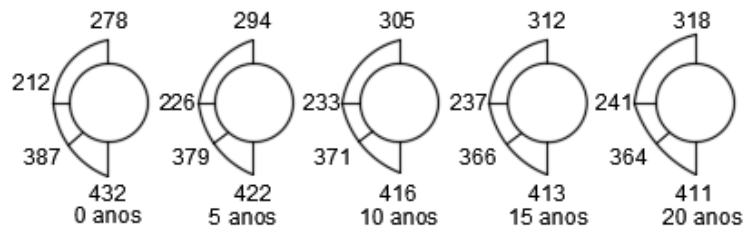
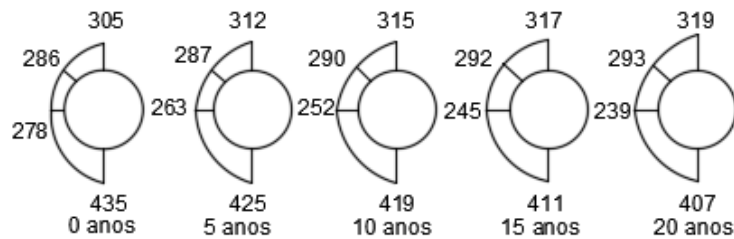


Figura 2-22. Arranjo da instrumentação ao redor do tubo cilíndrico (Adaptado de Ma *et al.*, 2010 apud Pérez-León, 2023)

Conforme pode ser visto na Fig. 2-23, em ambas as seções do Caso N° 1, a tensão total vertical no topo do túnel aumenta ao longo do processo de adensamento, ao passo que a tensão total vertical na base do túnel diminui.



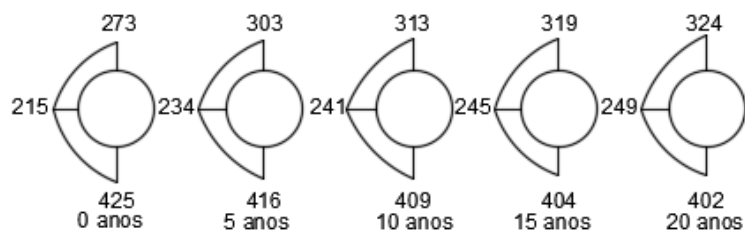
a) Na seção I-I (unidades: kPa).



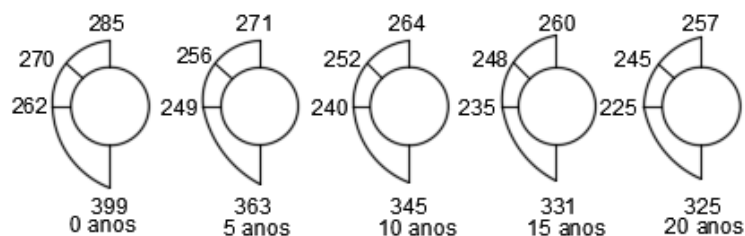
b) Na seção II-II (unidades: kPa).

Figura 2-23. Distribuição das tensões totais normais ao longo do tempo no Caso N° 1 (Adaptado de Ma *et al.*, 2010 apud Pérez-León, 2023)

Para o caso N° 2 (Fig. 2-24), na seção I (início do túnel - túnel sobre a argila siltosa mole), um comportamento similar de variações de tensões totais é observado, contudo, na seção II (fim do túnel - túnel sobre a argila siltosa rígida), tanto a tensão total vertical no topo do túnel quanto a tensão total vertical na base do túnel diminuem. Em relação às tensões totais horizontais, em ambos os casos, há aumento ao longo do tempo na seção I (início do túnel) e diminuição na seção II (fim do túnel).



a) Na seção I-I (unidades: kPa).



b) Na seção II-II (unidade: kPa).

Figura 2-24. Distribuição das tensões totais normais ao longo do tempo no Caso N° 2 (Adaptado de Ma *et al.*, 2010 apud Pérez-León, 2023)

Tratando-se dos recalques longitudinais, os autores explicam que eles são similares em todos os pontos no Caso N° 1, mas diferem significativamente a depender do solo subjacente no Caso N° 2, indicando que uma transição acentuada da camada pode induzir a recalques diferenciais importantes.

Por fim, em relação às deformações transversais no meio do túnel, apresentadas na Fig. 2-25, observa-se para os dois casos deformações de tração (valor positivo) na base do túnel e de compressão (valor negativo) em sua lateral, indicando diminuição do diâmetro vertical e aumento do horizontal, que resulta numa forma de elipse horizontal.

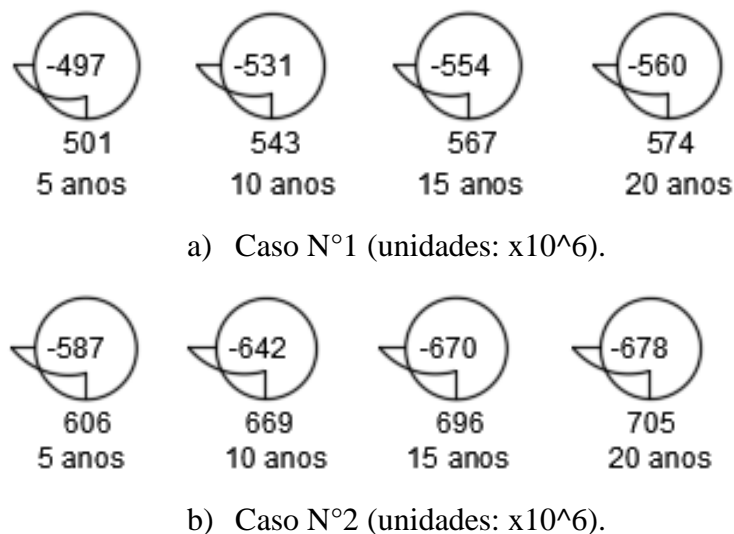


Figura 2-25. Distribuição das deformações transversais no meio do túnel ao longo do tempo (Adaptado de Ma *et al.*, 2010 apud Pérez-León, 2023)

Em Pachen *et al.* (2006), análises física e numérica, por meio de uma centrífuga geotécnica e do MEF, respectivamente, foram realizadas a fim de se investigar o comportamento a longo prazo de túneis escavados. O estudo foi conduzido para subsidiar a construção de dois túneis de trilho único em Roterdã, nos Países Baixos, com diâmetro externo de 6,5 m e comprimento de 2,4 km.

O perfil estratigráfico da área de construção dos túneis é descrito na Tab. 2-5.

Tabela 2-5. Propriedades do solo (valores médios) na área de Roterdã (Adaptado de Pachen *et al.*, 2006)

Camada	Prof. (m)	Umidade, w (%)	γ_{sat} (kN/m ³)	K_0	OCR
Camada superficial	1	-	18		-
Turfa (Holoceno)	5	450	10,5	0,4	1,2
Argila orgânica (Holoceno)	10	55-90	13,5-16,5	0,5	1,3
Areia (Pleistoceno)	20	-	20	0,5	1,0

Nível d'água (NA) na profundidade de 2 m

Os autores explicam que a escavação aconteceria principalmente na camada de areia, contudo, em áreas próximas às estações e conexões o suporte do túnel estará majoritariamente locado nas camadas de solo mole (turfa e argila orgânica). Ademais, esclarecem que a partir de dados de extensômetro e de deslocamentos de marcos instalados em tampas de bueiros do sistema de esgoto de Roterdã, ao longo de 20 anos, foi concluído que se pode esperar uma subsidência anual de 15 mm e recalques acima do túnel de 2 mm, em decorrência dos adensamentos primário e secundário (*creep*) das camadas de solo mole, respectivamente. Por sua vez, não são esperados recalques na camada de areia.

Pachen *et al.* (2006) reportam que é esperado que as tensões no suporte aumentem em decorrência dos recalques a longo prazo, de forma que a carga vertical no topo do túnel exceda a sobrecarga vertical. Essa força adicional é dependente do tempo, e é decorrente do atrito negativo gerado pela diferença de movimentação das massas de solo acima e ao lado do túnel. Os autores sugerem que as tensões adicionais geradas pelo atrito negativo podem ser calculadas se assumindo uma relação tensão-deformação linear, utilizando a função de distribuição de tensões de Airy:

$$\Delta p_v = \frac{0,5d_0 E_{oed}}{R} \quad (2.27)$$

$$\Delta p_h = \frac{0,06d_0 E_{oed}}{R} \quad (2.28)$$

em que,

$\Delta p_v, \Delta p_h$: acréscimos de tensões totais vertical e horizontal, respectivamente, devidos ao atrito negativo

d_0 : deslocamento vertical acima do túnel, determinado fora da esfera de influência do túnel

E_{oed} : módulo oedométrico

Dois modelos físicos foram construídos em centrífuga geotécnica. Um tubo de alumínio foi utilizado como modelo do túnel, sendo esse posicionado na caixa modelo e suportado por uma tira de alumínio. O tubo foi instrumentado com transdutores de tensão total e de poropressão nas posições explicitadas na Fig. 2-26. Ademais, os mesmos tipos de transdutores foram instalados no solo adjacente à estrutura.

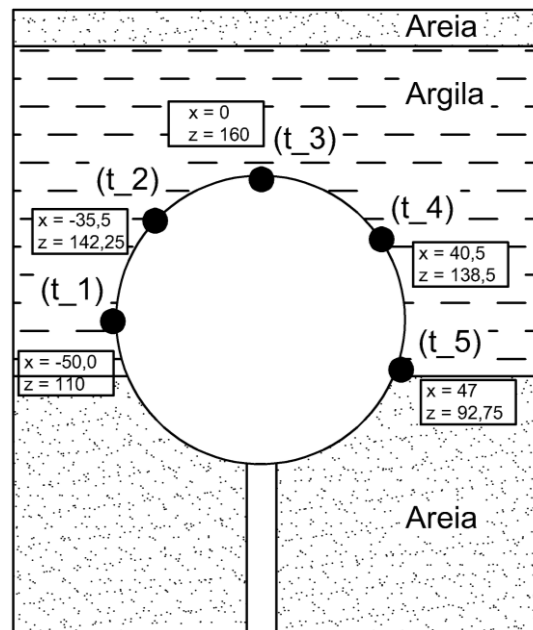


Figura 2-26. Posições de instrumentação do modelo do túnel (Adaptado de Pachen *et al.*, 2006)

Após a instalação do túnel na camada de areia, uma camada de argila foi aplicada na caixa, seguida pelo acionamento da centrífuga para que o adensamento devido ao peso próprio da argila pudesse ocorrer. Em seguida, duas camadas de areia, uma por vez, foram dispostas dentro da caixa sobre a camada de argila, sendo permitido, em cada oportunidade, o seu adensamento primário. Pachen *et al.* (2006) destacam que somente esse tipo de adensamento pode ser verificado nos ensaios, haja vista que os efeitos de *creep* não podem ser escalados na centrífuga geotécnica. Ademais, os autores descartam, a partir da observação de macarrões coloridos colocados próximos à parede de vidro da caixa, uma influência significativa das paredes da caixa nos resultados obtidos.

Os resultados dos ensaios em centrífuga geotécnica indicam aumento da tensão total normal na parte superior do túnel (t_1 e t_2). Ademais, a partir da observação do desenvolvimento de tensões totais na argila e na areia, os autores reportam que durante o adensamento primário o “atrito negativo” tem pouca influência quando a argila é mole, mas que isso muda à medida que essa argila ganha rigidez.

Pachen *et al.* (2006) destacam ainda que a subsidência imediatamente acima do túnel é um pouco menor do que a subsidência observada numa região afastada do eixo central da estrutura. Além disso, salientam a ocorrência de deformações horizontais, além de verticais, ao lado do túnel na parte superior e inferior. Vale destacar que tanto a subsidência quanto as deformações foram determinadas a partir da mudança de forma de uma malha aplicada na argila capturada por câmeras de vídeo.

Para as análises em MEF, o modelo HS é utilizado. Os autores apontam que o atrito negativo é similar ao desenvolvido no modelo físico, e que, vide a semelhança com os resultados do ensaio físico, o modelo HS é adequado para o cálculo das tensões ao redor do túnel.

Por sua vez, a partir de resultados variando o módulo oedométrico (E_{oed}), Pachen *et al.* (2006) concluem que o atrito negativo independe desse parâmetro de rigidez. Eles explicam que o atrito negativo pode ser considerado dependente apenas da sobrecarga efetiva, da velocidade de instalação do túnel e da razão de rigidez entre o solo e o suporte do túnel.

Ademais, reportam que o acréscimo de tensão total vertical em decorrência do atrito negativo (Δp_v) decresce de maneira aproximadamente linear em direção à parte externa do túnel, ao passo que Δp_h aumenta de forma aproximadamente linear do eixo central ao topo do túnel. Em ambos os casos, as Equações (2.27 e (2.28 são contraditas, uma vez que essas resultam em valores constantes, se mostrando uma abordagem conservadora do fenômeno.

Por fim, os autores reportam que o aumento da tensão total no suporte acontece de forma aproximadamente linear com os recalques de longo prazo devidos ao adensamento e ao *creep*, de forma que o incremento de tensão total no suporte é constante com o tempo. Ademais, explicam que esses incrementos de tensão afetam as tensões efetivas no suporte.

2.5.3 Modelos numéricos

Em Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) e Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2012), é descrita a metodologia de análise e projeto do suporte definitivo de um túnel do sistema de drenagem da Cidade do México, especialmente do trecho que cruza solos moles da Zona Lacustre da cidade. Os autores explicam que o suporte de túneis que cruzam a Zona do Lago está sujeito a dois processos de adensamento, um devido ao processo de dissipação das poropressões gerada durante a construção e escavação e construção do túnel (adensamento primário), que afeta somente o suporte primário, e o segundo decorrente do rebaixamento piezométrico causado pelo bombeamento da água subterrânea, que afeta ambos os elementos de suporte ao longo da sua vida útil.

A modelagem é bidimensional, com o perfil estratigráfico modelado similar ao apresentado no Quad. 2-1, sendo adotado para os solos duros o modelo *Mohr-Coulomb* e para os solos moles o modelo *Soft-Soil*. Os elementos de suporte primário e secundário (definitivo) foram modelados com elementos do tipo volume e do tipo placa, respectivamente, com elementos de interface entre os elementos de suporte e entre o suporte definitivo e o solo.

O processo de rebaixamento piezométrico é investigado a partir de rebaixamentos percentuais da pressão hidrostática original, de 50% e 100%. Conforme comentado no item 2.1.4, Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) e Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2012) reportam no decorrer do processo de rebaixamento, aumento da tensão total vertical no topo do túnel e redução da tensão total horizontal em suas laterais (Fig. 2-2). Os autores atribuem a redução da tensão total horizontal ao desconfinamento decorrente da diminuição da poropressão ao longo do rebaixamento, e o aumento da tensão total vertical à emersão aparente da estrutura causada pela diferença de velocidade de afundamento do túnel e do solo adjacente. Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) e Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2012) esclarecem ainda que essa redistribuição de tensões resulta em esforços de flexão e compressão no suporte do túnel.

Um outro fenômeno apontado pelos autores é o “Efeito bolha”, decorrente da descarga causada pela remoção do solo escavado. Segundo Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2013) e Rodríguez-Rebolledo *et al.* (2012), isso produz um movimento ascendente do túnel, além de alteração dos esforços e deslocamentos no solo adjacente. A dissipação do excesso de poropressão gerado na base do túnel faz com que essa zona se torne pré-adensada, e, portanto, menos compressível. Consequentemente, o movimento descendente da massa de solo abaixo do túnel é mais lento, o que contribui para a emersão aparente da estrutura descrita no parágrafo anterior.

Por fim, os autores salientam a importância do MEF para modelagem do fenômeno de subsidência regional, haja vista que esse permite considerar diferentes leis constitutivas para os diferentes materiais envolvidos, além de simular adequadamente os diferentes tipos de adensamento e as interações entre os elementos de suporte e o solo.

Em Aguilar-Téllez *et al.* (2012), o projeto de um túnel do sistema de drenagem da Cidade do México (*Túnel Emisor Oriente*, TEO) também é abordado. Nesse artigo, entre outras, são descritas as características principais do projeto, além da metodologia de análise empregada para o planejamento dos túneis que compõem o sistema.

O perfil estratigráfico considerado é apontado no item 2.2.1. A modelagem numérica é bidimensional, buscando-se replicar o processo construtivo de ambos os elementos de suporte do túnel: o suporte primário, consistindo em 6 a 7 segmentos pré-moldados instalados na

parte de trás da tuneladora no decorrer da escavação; suporte definitivo, feito de concreto por meio de formas deslizantes.

A análise foi realizada por meio das seguintes etapas principais: 1) determinação das tensões geostáticas e aplicação da sobrecarga na superfície; 2) e 3) avaliação das mudanças no estado geostático de tensões causadas pela escavação; 4) modelagem do suporte primário com um cilindro contínuo com dimensões reais; 5) simulação do rebaixamento piezométrico de acordo com o histórico da região por 18 meses, vida útil do suporte primário; e 6) construção do suporte secundário e análises do seu comportamento a longo prazo e frente a solicitações sísmicas.

Aguillar-Téllez *et al.* (2012) destacam que as convergências horizontais e verticais foram menores que 0,5% do diâmetro do túnel na maioria dos casos. Além disso, os resultados da análise sísmica indicam que as deformações longitudinais e circunferenciais no anel de concreto (suporte definitivo) são mínimas.

Os autores reportam ainda que as subsidências observadas são completamente associadas com o processo construtivo do túnel, sendo a pressão, o volume e o graute utilizado na injeção anular entre o solo e o suporte fatores determinantes para se evitar a geração de recalques excessivos. Ademais, também destacam a importância de se levar em consideração a pressão aplicada na frente de escavação, além de se ter cuidado com uma injeção uniforme ao redor do túnel.

A importância do processo construtivo de túneis em solos moles também é salientada por Mansour *et al.* (2021). Os autores se utilizam de um modelo numérico baseado no Método das Diferenças Finitas para simular a interação entre a argila da cidade de Porto Saíde (*Port-Said Clay*) e um túnel escavado na zona sul da cidade, localizado no Egito. O comportamento da argila de Porto Saíde é descrito pelo modelo *Cam-Clay* Modificado, e três fases do comportamento do túnel são investigadas: avanço do escudo, aplicação da pressão do graute, e o comportamento a longo prazo da estrutura.

Mansour *et al.* (2021) concluem que a aplicação de baixas pressões na frente de escavação e do graute resultam em recalques superficiais relativamente grandes, ao passo que a aplicação de altas pressões tem como resultado maiores recalques totais e diferenciais a longo prazo, o que pode afetar também estruturas próximas. Por sua vez, apontam que a aplicação de pressões de maiores magnitudes na face de escavação e do graute resulta na redução do momento fletor máximo no suporte, sendo indicada a necessidade de uma escolha ótima das pressões na face/do graute.

Também para um caso da Cidade do México, em Zaldivar (2013) é desenvolvida uma modelagem tridimensional de uma conexão túnel-*shaft* da linha 12 do *Sistema de Transporte Colectivo Metro* (STCM). Essa análise é elaborada por meio do Método das Diferenças Finitas implementado no *software* FLAC3D. A conexão é formada por três estruturas: um túnel de 10 m de diâmetro, um *shaft* retangular e uma estrutura de contenção (Fig. 2-27).

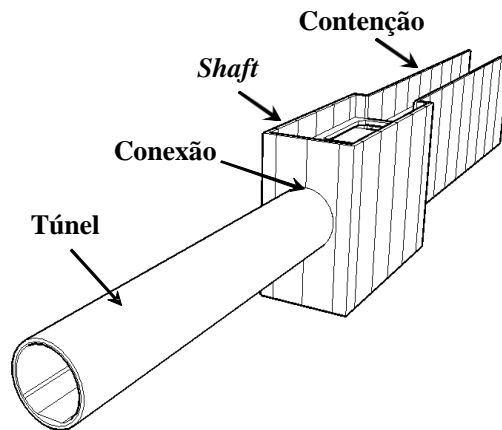


Figura 2-27. Elementos da conexão (Adaptado de Zaldivar, 2013)

Baseando-se na estratigrafia típica da Cidade do México (item 2.2.1), Zaldivar (2013) modelou os seguintes estratos: crosta seca, camada argilosa e uma camada dura. Para as três camadas, foi utilizado o modelo *Cam-Clay* Modificado, ao passo que para o túnel foi utilizado o Modelo Elástico Linear. O autor simulou também uma zona de melhoramento realizada mediante a construção de pilhas de solo-cimento, descrita por meio do modelo *Mohr-Coulomb*.

Três casos foram simulados:

- I. Continuidade estrutural entre o *shaft* e o túnel. Assumindo-se compatibilidade de deslocamentos na zona de conexão entre o túnel e o *shaft*;
- II. Independência estrutural entre o *shaft* e o túnel;
- III. Independência estrutural entre o *shaft* e o túnel, considerando a influência da zona de melhoramento.

Em cada simulação, duas etapas foram executadas: Etapa 1, escavação e construção das estruturas; Etapa 2, subsidência regional, consistindo no abatimento da poropressão hidrostática inicial em 10 intervalos empregando isócronas de poropressão.

Zaldivar (2013) reporta que para os três casos considerados houve emersão aparente de cerca de 1,0 m do *shaft* e da estrutura de contenção em relação ao solo adjacente. O valor de subsidência regional ao fim do processo de rebaixamento foi por volta de 1,05 m,

representando, para o período de 50 anos analisados, uma velocidade de subsidência de em média 2,1 cm/ano.

O autor esclarece que as tensões desenvolvidas no suporte do túnel no caso I são cerca de 10 vezes maiores quando comparadas aos outros casos. Ademais, salienta que fora da influência da zona de conexão (por volta de 3 vezes o diâmetro do túnel), os esforços normais e cortantes que se desenvolvem no solo acima do topo do túnel decorrem unicamente do atrito negativo, enquanto os esforços desenvolvidos no solo que subjaz a base do túnel são decorrentes da oposição exercida por essa massa de solo ao movimento descendente do túnel, tanto pelo efeito do atrito negativo, quanto pelo peso dos elementos de suporte.

Em Villagrán-Alegría *et al.* (2022), para um túnel instalado em uma fundação baseada na Zona Lacustre da Cidade do México, são avaliados os esforços, momentos e deformações desenvolvidos no suporte primário (segmentado) decorrentes de recalques diferenciais de longo prazo gerados pelo processo de adensamento (subsidência) regional.

Os autores esclarecem que o objetivo do trabalho é avaliar uma possível instabilidade gerada pela deformação e separação dos elementos segmentados do suporte primário, para tal, o suporte e o solo são modelados em três dimensões por meio do Método de Diferenças Finitas, implementado no *software* FLAC3D. O suporte primário do túnel é modelado com aduelas, ligadas por juntas transversais, e segmentos, ligados por juntas longitudinais. Ademais, juntas de transição regem o contato entre o suporte o solo.

Dois camadas, baseadas no perfil estratigráfico típico da Zona Lacustre da Cidade do México (item 2.2.1), são modeladas, uma camada de solo mole e uma camada dura subjacente. O rebaixamento piezométrico é simulado para 2, 5 e 15 anos, a partir de estimativas do fluxo de água para o histórico observado na estratigrafia considerada. Os autores consideram três casos de análise, que se diferenciam entre si pela distância da base do túnel para a camada dura: 2,5 m, 5 m e 10 m (Fig. 2-28). Ademais, são simuladas as etapas de escavação/instalação do suporte e subsidência regional.

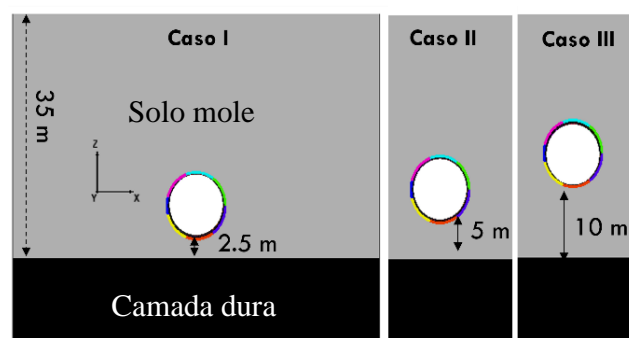


Figura 2-28. Casos avaliados (Adaptado de Villagrán-Alegría *et al.*, 2022)

Villagrán-Alegría *et al.* (2022) reportam em todos os casos, com o avanço do rebaixamento, um padrão deformacional de uma elipse horizontal - diminuição do diâmetro vertical e aumento do horizontal. Ademais, explicam que a presença das juntas faz com que a rigidez seja menor e conseqüentemente que a deformação seja maior no suporte segmentado em comparação com um suporte uniforme, sendo essa diferença nos valores de deformação dependente da abertura das juntas entre os segmentos.

Os autores apontam uma transferência de esforços e momentos entre os segmentos e aduelas, com mudança de tendência em decorrência da presença das juntas para ambos os elementos, o que não acontece no suporte uniforme. Villagrán-Alegría *et al.* (2022) mencionam ainda que o maior momento fletor é observado para o caso em que a base do túnel está mais próxima da camada dura (primeiro caso, 2,5 m) e para o maior tempo de rebaixamento (15 anos).

Em Jallow *et al.* (2019), dois túneis (de subida e de descida) de 6,10 m diâmetro, instalados numa profundidade de 26,5 m e 28,5 m, respectivamente, são modelados (Fig. 2-29). Os túneis fazem parte da seção CK570H, parte da linha XinYi (Linha Vermelha), que pertence ao Trânsito de Massa Rápido de Taipei (*Taipei Mass Rapid Transit - Taipei MRT*), capital de Taiwan. O túnel de subida está instalado sobre uma camada de argila, embebido em camadas de areia e silte, ao passo que o túnel de descida está sobre uma camada de silte, com camadas de argila e silte em suas adjacências.

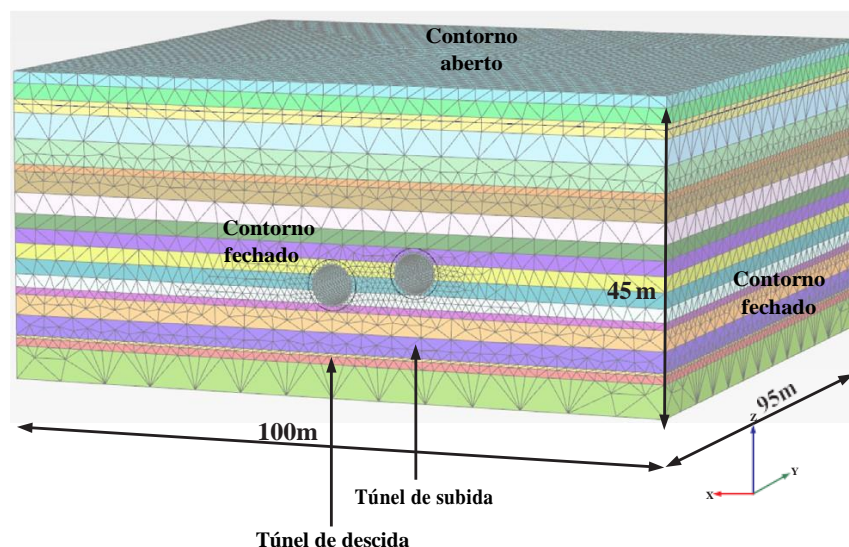


Figura 2-29. Modelo tridimensional analisado (Adaptado de Jallow *et al.*, 2019)

Os autores construíram três modelos tridimensionais por meio do MEF, sendo em cada um dos modelos os materiais representados por modelos constitutivos distintos, a citar:

Hardening Soil with Small-Strain (HSS), *Soft Soil (SS)* e o *Soft Soil Creep (SSC)*. Foram simuladas etapas de construção e de adensamento à longo prazo.

Jallow *et al.* (2019) reportam que todos os três modelos representam bem os recalques superficiais a curto prazo. Por sua vez, apontam que somente o SSC representou bem os recalques a longo prazo (90 dias) observados em campo, sendo isso atribuído ao fato de somente esse modelo replicar o adensamento secundário do solo.

Os autores concluem que para camada de argila espessa, grande parte do recalque total a longo prazo, cerca de 84 %, se deve ao adensamento secundário. Além disso, destacam que quanto maior a permeabilidade do solo, maior o *creep* induzido.

Jallow *et al.* (2019) apontam ainda que o coeficiente de adensamento secundário (C_α) é o principal parâmetro que controla as deformações decorrentes do *creep*. Por fim, reportam que a pressão na frente de escavação tem pouco impacto no recalque de longo prazo, e que quanto maior a perda volumétrica em decorrência da escavação, maior é o recalque a longo prazo observado.

Em Jin *et al.* (2022), um túnel da linha S1 do metrô da cidade de Suzhou, em Kunshan na China, é avaliado. O túnel possui diâmetros internos e externos de 5,9 m e 6,6 m, respectivamente, e teve seu suporte construído com segmentos pré-moldados de concreto.

Um modelo tridimensional foi construído a partir do MEF, sendo as seguintes camadas, do topo para a base, modeladas: argila siltosa, argila siltosa orgânica e argila siltosa. O túnel foi instalado na camada de argila siltosa orgânica, predominante no modelo. Para simulação das camadas de argila foi utilizado o modelo *Cam-Clay* Modificado, ao passo que o Modelo Elástico Linear foi utilizado para descrever o túnel e uma camada de graute foi considerada no contato entre o suporte e o solo. Etapas de escavação do túnel e de adensamento a longo prazo (90 dias) foram simuladas.

Os autores realizaram uma análise de sensibilidade, obtendo as seguintes conclusões:

- A pressão do graute aplicada durante a escavação tem pouca influência na subsidência e nos deslocamentos verticais no suporte;
- A curto prazo, o volume de graute tem um impacto significativo nos recalques na superfície e no túnel, quanto maior o volume, menor o recalque superficial e maior o recalque no suporte;
- A espessura do solo mole abaixo do túnel influencia os recalques superficiais e no suporte a curto prazo, quanto menor a espessura, maior o recalque superficial e menor o recalque no suporte;

- Por fim, a permeabilidade do suporte é o parâmetro que mais influencia os recalques de longo prazo, quanto mais permeável é a estrutura, maiores são os recalques observados. Os autores salientam ainda que o recalque superficial é maior quando o vazamento (que gera a permeabilidade do suporte) é no topo, já para o recalque no túnel, o pior cenário é quando o vazamento é na base.

Diversos outros autores, a partir de análises numéricas, destacam a influência da permeabilidade do suporte no comportamento a longo prazo de túneis em solos moles: Shin *et al.* (2002), considerando uma estratigrafia típica de cidades como Londres, Seoul e Coréia do Sul, destacam que quando o suporte é considerado permeável os recalques superficiais são maiores a longo prazo, comparativamente a suportes impermeáveis. Por sua vez, em um suporte impermeável, segundo os autores, o carregamento aumenta com o tempo.

Wongsaroj *et al.* (2007), ao analisar o comportamento a longo prazo do solo em resposta à escavação de um túnel no *St. Jame's Park* em Londres, reportam uma necessidade de se modelar de forma não homogênea a permeabilidade do suporte do túnel a fim de se replicar o comportamento observado pela instrumentação de campo. Para tal, o suporte foi considerado impermeável acima da linha de centro do túnel e permeável abaixo dela, o que resultou num padrão deformacional de uma elipse horizontal conforme aferido em campo.

Por fim, Zhang *et al.* (2017), ao simular a escavação e o comportamento a longo prazo de um túnel da linha 2 do metrô de Xangai, apontam, por retroanálise, que esse túnel age como um dreno a longo prazo. Ademais, explicam que quando o suporte do túnel é permeável, a subsidência, a perda de solo e a largura do recalque superficial aumentam com o tempo. Finalmente, comentam que a subsidência de longo prazo é dependente do método de escavação da estrutura.

3. METODOLOGIA

3.1 CASO DE ESTUDO (MODELAGEM FÍSICA)

Conforme comentado anteriormente, os modelos físicos que são base para a calibração e validação do modelo numérico elaborado neste trabalho foram desenvolvidos por Pérez-León (2023) no laboratório da Universidad de Los Andes (Bogotá, Colômbia). Este item descreve, resumidamente, a metodologia adotada por ele para a modelagem na centrífuga geotécnica.

3.1.1 Características da centrífuga utilizada

A centrífuga geotécnica utilizada (Fig. 2-6) possui as seguintes características: raio de giro de 1,90 m (raio efetivo de 1,70 m), campo máximo de 200 g, peso máximo do modelo de 400 kg, potência nominal de 400 HP e aproximadamente 50 canais para medição. A aceleração utilizada nos ensaios foi de 80 g.

A caixa construída para os ensaios (Fig. 3-1) possuía as seguintes dimensões internas: 15 cm de largura, 55 cm de comprimento e 58 cm de altura. A parede frontal da caixa foi feita de acrílico resistente de 64 mm de espessura. Na lateral direita da caixa, foram realizados dez furos para a colocação de transdutores de poropressão a diferentes profundidades; na mesma lateral, a caixa tinha mais um furo para permitir a drenagem da água durante o ensaio, possibilitando o rebaixamento piezométrico; e, na parte inferior da lateral esquerda, outro furo para conectar o modelo a um reservatório de água, de forma a manter o nível de água constante durante o ensaio.



Figura 3-1. Caixa utilizada na centrífuga (Pérez-León, 2023)

3.1.2 Protótipo e casos analisados

O protótipo considerado para a modelagem na centrífuga geotécnica é ilustrado na Fig. 3-2. Esse foi definido a partir de um caso de referência baseado em condições estratigráficas típicas das zonas lacustres das cidades do México e Bogotá, nas dimensões da caixa onde foi montado o modelo e nas condições de drenagem consideradas.

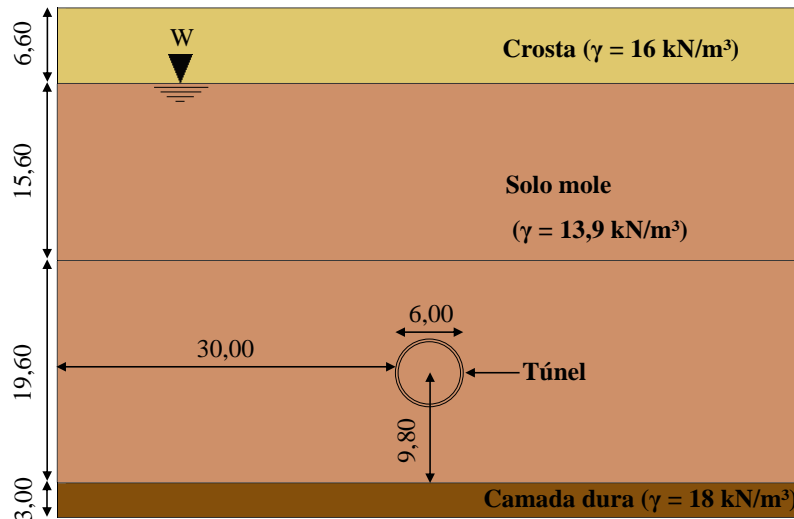


Figura 3-2. Dimensões (m) do protótipo do túnel (Adaptado de Pérez-León, 2023)

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 correspondente aos elementos de suporte primário e secundário.

Dois casos foram analisados (Fig. 3-3, dimensões dos modelos físicos considerando as dimensões do protótipo e uma aceleração de 80g): um com o túnel localizado no fundo da camada de solo mole, apoiado em uma camada dura de areia que atua como dreno (Túnel no fundo, Modelo N° 1 - Fig. 3-3a), e outro considerando o túnel no meio da camada homogênea de solo mole (Túnel no meio, Modelo N° 2 - Fig. 3-3b). Na parte superior dos modelos, o solo mole foi substituído por uma camada de areia para facilitar a drenagem da água na camada argilosa e assim diminuir os tempos de adensamento.

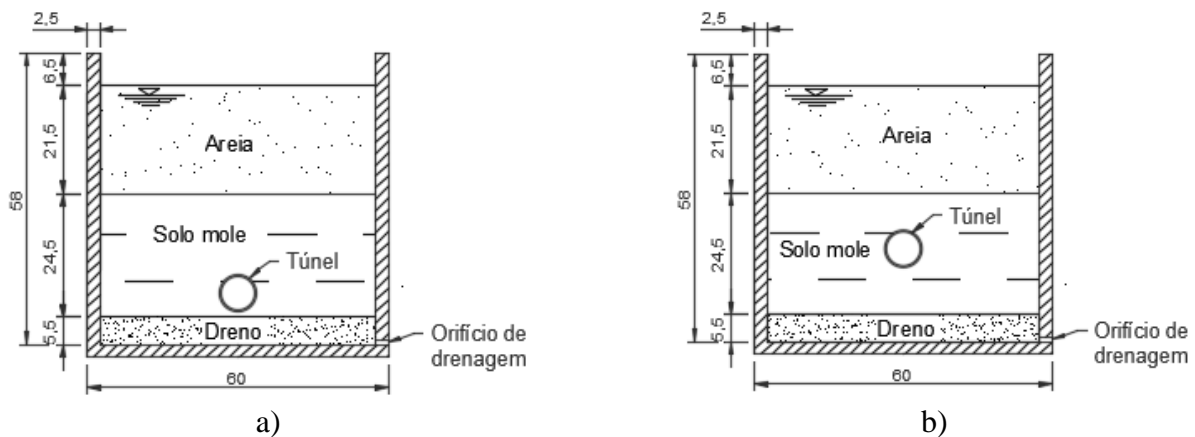


Figura 3-3. Modelos reduzidos elaborados (dimensões em cm): a) Túnel no fundo, Modelo N° 1; b) Túnel no meio, Modelo N° 2

3.1.3 Propriedades dos materiais utilizados na modelagem

Os materiais utilizados nos modelos foram os seguintes:

- I. Areia grossa colocada no fundo dos modelos ($D_{50} = 3,0$ mm, $C_u = 1,89$, $C_c = 1,02$, $k = 0,082$ cm/s).
- II. Areia média (conhecida como areia do Guamo na Colômbia) para a camada superior dos modelos ($D_{50} = 0,70$ mm, $C_u = 2,35$, $C_c = 0,92$, $\gamma_{\text{nat max}} = 15,3$ kN/m³, $\gamma_{\text{nat min}} = 14,8$ kN/m³, $\gamma_{\text{sat min}} = 19,1$ kN/m³, $e_{\text{max}} = 0,94$, $e_{\text{min}} = 0,56$, $k = 0,0029$ cm/s)
- III. Solo mole (50C-50SD) composto por 50% de argila caulim tipo Caomin P055 e 50% de terra de diatomáceas (TDDA) ($G_s = 2,49$, $\gamma = 13,9$ KN/m³, $e_0 = 2,70$, $C_c = 0,707$, $C_u = 0,110$, $c_v = 28,16$ m²/ano, $k = 7,74E-7$ cm/s). A espécie predominante na TDDA foi a *Aulacoseira Granulata*.
- IV. Suporte do túnel de alumínio com densidade de 27 kN/m³, módulo de elasticidade de 70 GPa e coeficiente de Poisson de 0,33.

Pérez-León (2023) destaca que o diâmetro e o material selecionado para o suporte do túnel foram definidos de forma a serem equivalentes ao suporte do protótipo considerado. Dessa forma, tendo-se em vista a aceleração aplicada na centrífuga de 80 g e o diâmetro do suporte do protótipo de 6,0 m, foi definido para o modelo um diâmetro de 7,5 cm (6,0 m / 80).

A espessura do tubo, por sua vez, foi dimensionada a partir do material definido, de modo que essa representasse as propriedades de rigidez à flexão do protótipo considerando um estado plano de deformação.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o cálculo do módulo de elasticidade do concreto pode ser dado pela equação:

$$E_c = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

em que,

E_c : módulo de elasticidade do concreto, em MPa;

f_{ck} : resistência característica do concreto submetido a compressão simples, em MPa;

α_E : coeficiente em função do tipo de agregado (valor de 1,0 para granito e gnaisse).

Para um suporte do protótipo com 35 MPa de resistência, tem-se para o concreto um módulo de elasticidade de 33,1 GPa.

Pérez-León (2023) explica que a espessura do suporte do protótipo foi considerada como igual à soma das espessuras do suporte primário e secundário. O autor expõe que a espessura equivalente do suporte primário considerado (anel de aduelas), levando-se em consideração um fator de redução da rigidez à flexão, é igual a 0,15 m. O suporte secundário (anel contínuo), por sua vez, possui uma espessura de 0,35 m.

Sendo a rigidez à flexão de um elemento definida pela multiplicação entre o módulo de elasticidade do material e a inércia de sua seção transversal (EI), tem-se, a partir das leis de escala explicitadas na Tab. 2-2, que a espessura do modelo pode ser calculada pela equação:

$$\left[b \frac{t^3}{12} \right]_{aluminio} = \frac{1}{N^3} \frac{E_{concreto}}{E_{aluminio}} \left[b \frac{t^3}{12} \right]_{concreto} \quad (3.2)$$

em que,

b : comprimento unitário (estado plano de deformação);

t : espessura do suporte considerado;

$E_{concreto}$, $E_{aluminio}$: módulo de elasticidade do material.

Dessa forma, foi definida para o modelo do túnel uma espessura de 4,86 mm.

3.1.4 Instrumentação dos modelos

Para instrumentação do túnel, os dispositivos explicitados na Tab. 3-1 foram utilizados.

Tabela 3-1. Instrumentos utilizados no túnel

Quantidade	Instrumento	Sigla	Objetivo
8	Célula de tensão total	C	Medição dos esforços totais transmitidos pelo suporte ao túnel
1	Transdutor de deslocamento variável linear	LVDT	Medição da convergência vertical do suporte
16	Strain gauge	SG	Determinação de deformações, momentos e esforços axiais
5	Piezômetros	PPT	Medição de poropressões

As Fig. 3-4 e Fig. 3-5 ilustram o esquema de instrumentação do solo (Modelos N°1 e N°2) e do suporte do túnel, respectivamente.

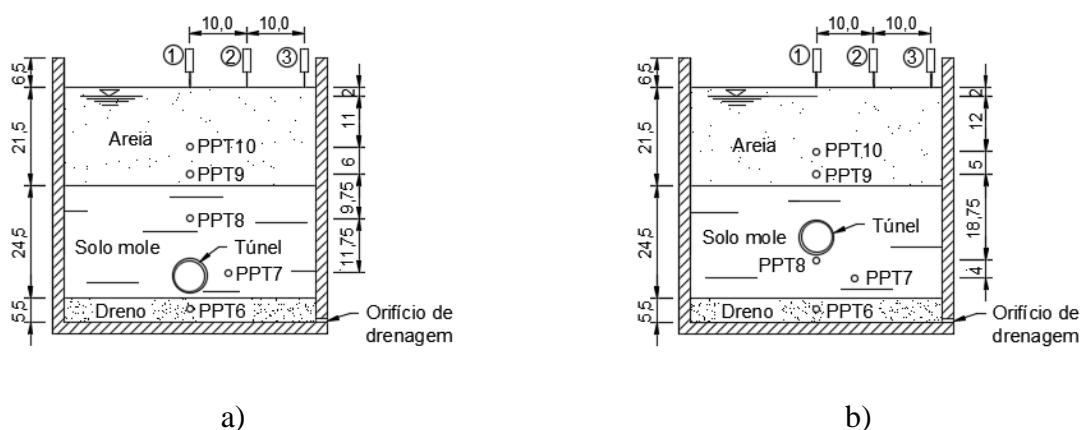


Figura 3-4. Esquema de instrumentação (em cm): a) Modelo N° 1; b) Modelo N° 2 (Pérez-León, 2023)

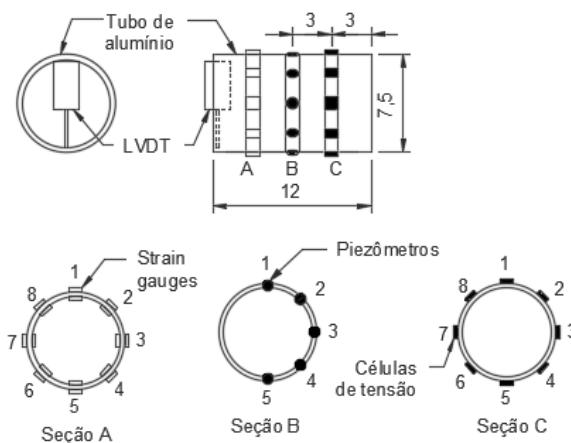


Figura 3-5. Esquema de instrumentação no suporte do túnel (Pérez-León, 2023)

3.1.5 Montagem dos modelos

Segundo Pérez-León (2023), a montagem dos modelos foi iniciada com a colocação da areia grossa, que atuou como dreno, no fundo da caixa. No meio dessa primeira camada foi colocado um piezômetro (PPT6), seguido, de baixo para cima, de um geotêxtil e um papel filtro, sendo esse último inserido para se evitar a colmatção da camada. A fim de propiciar a drenagem do sistema, foram colocadas duas mangueiras para gerar uma conexão entre a camada superior (areia média) e a camada de base (areia grossa). O autor explica ainda que as paredes laterais da caixa foram lubrificadas com vaselina e cobertas com folhas de plástico filme de PVC, sendo essas últimas também lubrificadas com o mesmo material. A Fig. 3-6 ilustra a seqüência de preparação do modelo.

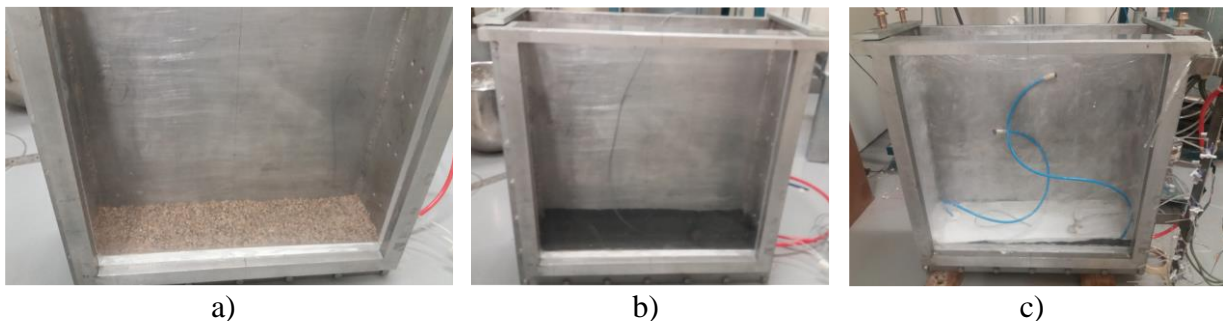


Figura 3-6. Sequência de preparação do modelo: a) colocação da camada de areia grossa e PPT6; b) Instalação do geotêxtil; c) instalação das mangueiras e papel filtro (Pérez-León, 2023)

O modelo do túnel foi preparado antes de ser inserido na caixa. Pérez-León (2023) explica que o tubo foi selado para evitar o contato dos instrumentos com a água durante o ensaio, além disso, os piezômetros instalados foram saturados com glicerina, além de protegidos com geotêxtil e papel filtro (Fig. 3-7).

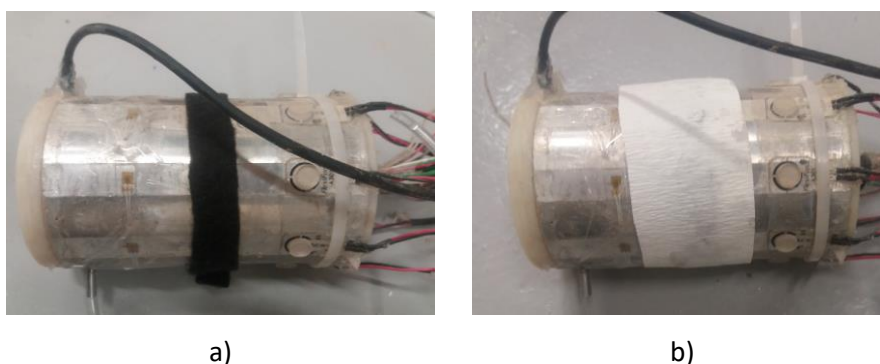


Figura 3-7. Preparação do tubo (Pérez-León, 2023)

Posteriormente, conforme ilustrado na Fig. 3-8, foram dispostos na caixa a camada de solo mole, o tubo instrumentado e os piezômetros, de acordo com as posições explicitadas na

Fig. 3-4. Pérez-León (2023) comenta que para o Modelo N° 2 se objetivou garantir a condição de movimento vertical livre do modelo do túnel.



Figura 3-8. Colocação do solo mole e do tubo nos modelos: a) Modelo N° 1; b) Modelo N° 2 (Pérez-León, 2023)

Em seguida, acima da camada de solo mole, foi colocado um papel filtro, seguido por um geotêxtil, conforme explicitado na Fig. 3-9, e sobre esse uma tampa de alumínio de 2 cm de espessura com dois furos para a passagem dos fios de instrumentação do tubo para fora da caixa.

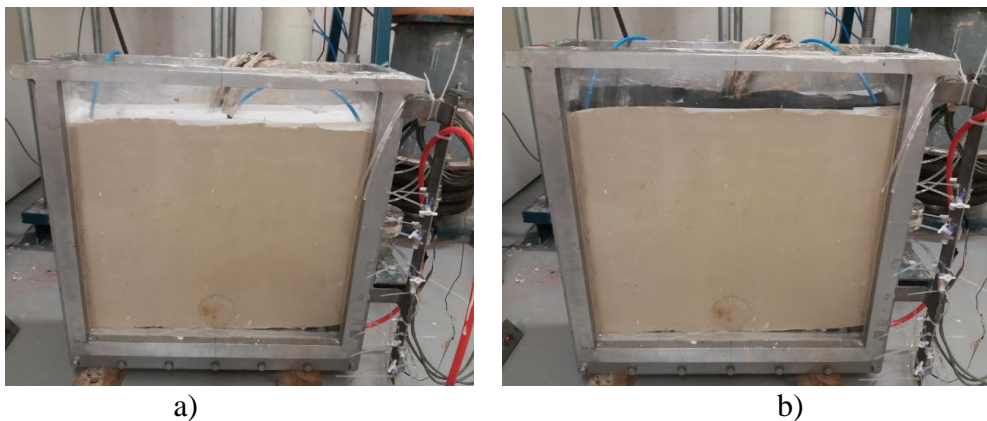


Figura 3-9. Colocação do papel filtro e do geotêxtil, a) disposição da camada de papel filtro; b) disposição da camada de geotêxtil (Pérez-León, 2023)

O adensamento do solo mole foi executado em duas etapas: I) colocação de pesos para os estágios iniciais de carregamento (1,33 kPa, 2,85 kPa e 6,25 kPa), Fig. 3-10; II) utilização de um sistema pneumático para aplicação dos estágios finais (12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa), Fig. 3-11. Pérez-León (2023) explica que o nível d'água foi mantido na superfície durante o processo de adensamento, e que esse processo foi controlado por meio do método de Taylor, objetivando-se atingir 90% do adensamento total, percentagem mensurada por meio de leituras do recalque durante o procedimento.

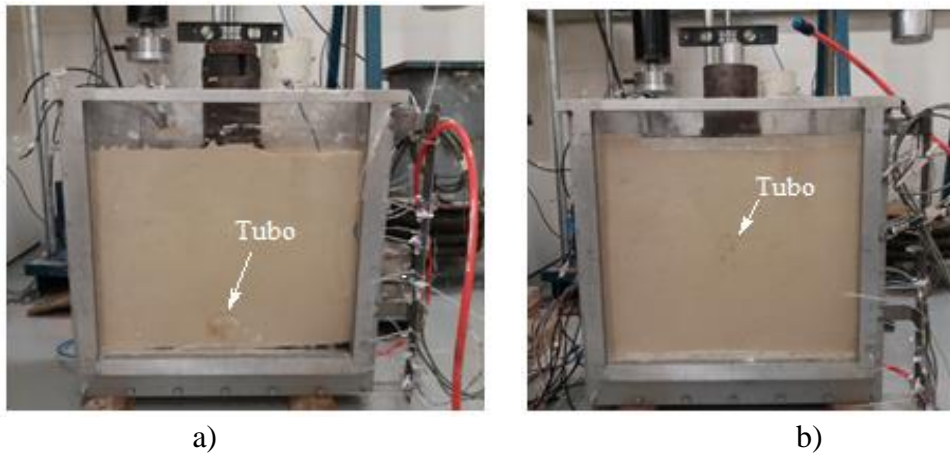


Figura 3-10. Etapas iniciais do processo de adensamento: a) Modelo Nº 1; b) Modelo Nº 2 (Pérez-León, 2023)



Figura 3-11. Etapas finais do processo de adensamento, uso de sistema pneumático para o carregamento (Pérez-León, 2023)

Após a finalização do processo de adensamento, procedeu-se com a regularização da superfície da camada de solo mole, seguida pela determinação do perfil de resistência não drenada da mistura argilosa por meio da realização de ensaios de palheta a diferentes profundidades.

A preparação dos modelos seguiu com a disposição da camada de areia média por meio do método de chuva (altura constante de 400 mm). Pérez-León (2023) destaca que essa etapa consistiu em lançamentos sucessivos de camadas de areia média, colocação de piezômetros e saturação das camadas (Fig. 3-12).

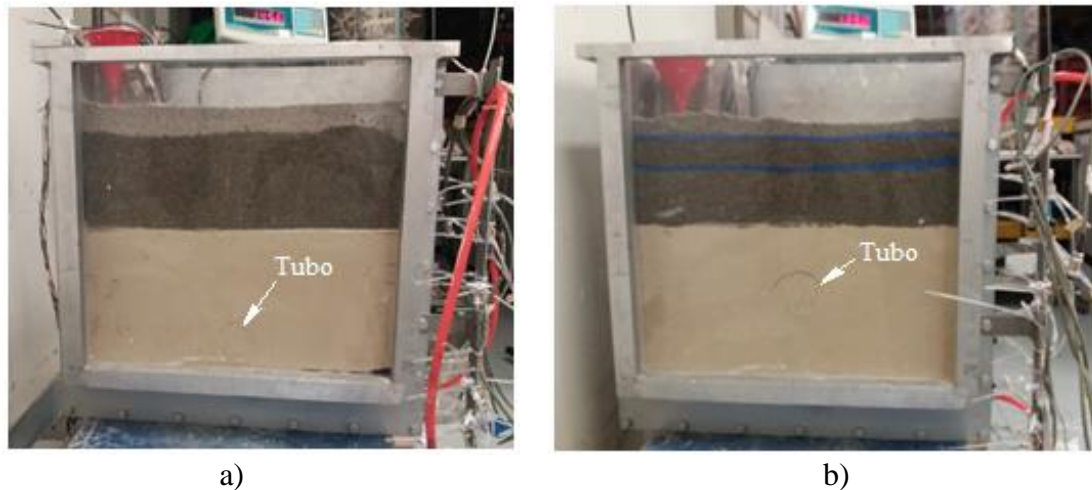


Figura 3-12. Disposição da camada de areia média: a) Modelo N° 1; b) Modelo N° 2 (Pérez-León, 2023)

Ao fim da preparação do modelo, o peso da caixa foi aferido para determinação do contrapeso do sistema. A caixa foi então acoplada na plataforma do braço da centrífuga, com os orifícios da parte inferior da lateral esquerda da caixa conectados ao tanque de controle externo do nível d'água, e da parte inferior da lateral direita conectados a uma válvula eletromagnética, com acionamento automático, para drenagem da água durante o voo. Ademais, do lado esquerdo da plataforma, foi instalado um tanque horizontal para recebimento da água eliminada dos modelos durante o rebaixamento piezométrico. A Fig. 3-13 ilustra a montagem da caixa na plataforma do braço.

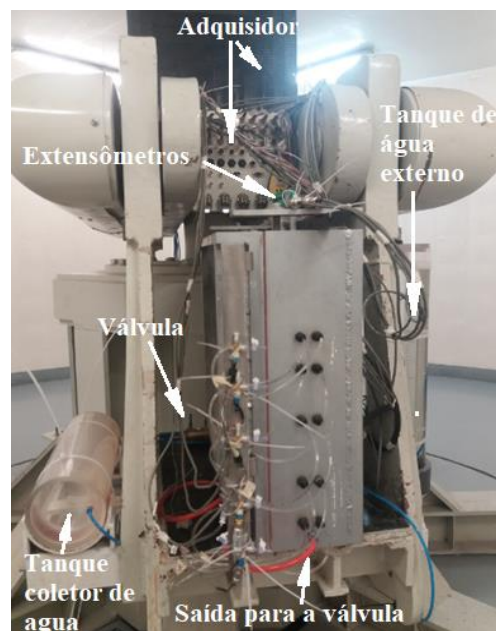


Figura 3-13. Montagem da caixa na plataforma do braço (Pérez-León, 2023)

Ademais, Pérez-León (2023) esclarece que foram colocados 3 LVDT's na superfície da camada de areia média, além de uma pequena placa de acrílico quadrada, com lado de 3

cm, abaixo das hastes desses instrumentos para se evitar o seu afundamento. Por fim, os conectores dos instrumentos foram ligados a um sistema de aquisição e os piezômetros instalados nas camadas superiores foram saturados.

3.1.6 Etapas e tempos de voo

Segundo Pérez-León (2023), antes do início do ensaio foram realizados voos em etapas de 5, 30 e 60 g para verificação da integridade dos componentes do sistema e para calibração dos piezômetros. O autor explica, citando Taher & Jessberger (1991), Taylor (1995) e Rincón & Rodríguez (2001), que é necessária, para os casos em que as camadas de solo do modelo são preparadas fora do campo gravitacional da centrífuga, a realização de voos prévios para linearização e uniformização das tensões e poropressões.

Para tal, duas etapas foram definidas: I) geração do perfil inicial de tensões e poropressões iniciais a 80 g; II) rebaixamento piezométrico por meio da drenagem da camada de areia grossa, simulando o fenômeno de subsidência regional. As etapas de voo são ilustradas na Fig. 3-14. Por sua vez, a Tab. 3-2 explicita os tempos de voo no modelo e no protótipo.

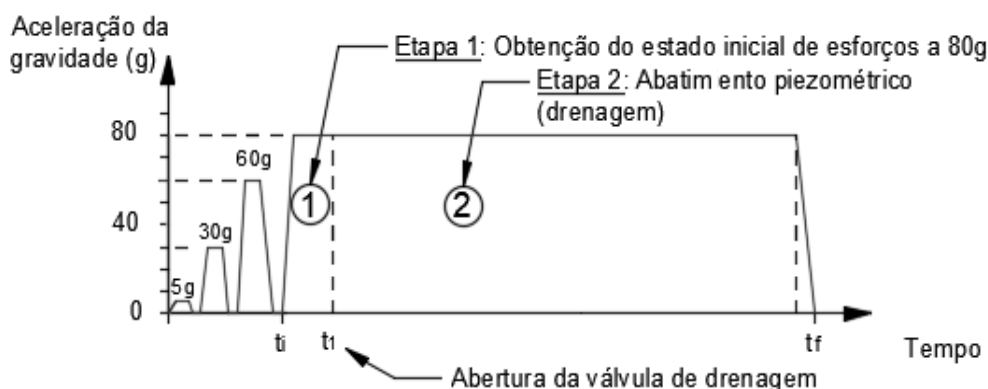


Figura 3-14. Etapas de voo durante o ensaio (Pérez-León, 2023)

Tabela 3-2. Tempos de voo no modelo e no protótipo (Pérez-León, 2023)

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

Os tempos de voo no protótipo foram definidos a partir da lei de escala atribuída para o tempo de adensamento ($1/N^2$), apontada na Tab. 2-2

3.2 MODELAGEM NUMÉRICA

3.2.1 Características gerais e propriedades dos materiais

O modelo numérico foi desenvolvido por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) implementado no *software* PLAXIS 2D. Considerou-se um estado plano de deformações, além de elementos finitos triangulares de 15 nós. As características de simetria do protótipo/modelo foram aproveitadas.

A Tab. 3-3 e a Tab. 3-4 apresentam as características principais dos materiais modelados. Foram adotados o modelo HS para o solo mole (50C-50SD), o modelo MC para a crosta e para a camada dura e o modelo Linear Elástico (LE) para o suporte do túnel. Os seguintes tipos de drenagem foram definidos para os materiais:

- Para a 50C-50SD, “Undrained A” – permite a geração de excesso de poropressão que pode ser dissipado durante a etapa de adensamento. A modelagem do comportamento não drenado se dá a partir de parâmetros efetivos de resistência e rigidez;
- Para a crosta e a camada dura, “Drained” – comportamento drenado, sem geração de excesso de poropressão;
- Para o suporte, “Non-Porous” – material impermeável.

Tabela 3-3. Parâmetros calibrados da 50C-50SD obtidos para o modelo HS (Pérez-León *et al.*, 2022)

c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m	ν_{ur}	K_0^{nc}	R_f
20	28	0	4.20	2.40	18.00	0.5	0.2	0.53	0.9

* γ (kN/m³) = 13,9 | $k_x = k_y$ (cm/s) = 7,74E-7 | Tipo de drenagem: *Undrained A*. Adaptado de Pérez-León, 2023

Tabela 3-4. Características dos materiais modelados com MC e LE

Material	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	ν	c'_{ref} (kN/m ²)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	$k_x = k_y$ (cm/s)	Modelo constitutivo	Tipo de drenagem
Crosta ¹	1,2E+4	0,30	24,0	28,0	16,0	6,94E-4	MC	<i>Drained</i>
Camada dura ²	5,0E+4	0,33	10,0	45,0	18,0	1,12E-3	MC	<i>Drained</i>
Suporte ³	7,0E+7	0,33	-	-	27,0	0,00E+0	LE	<i>Non-porous</i>

¹Propriedades geomecânicas do material adaptadas de Aguillar-Téllez *et al.* (2012)

²Propriedades geomecânicas do material adaptadas de Rodríguez-Rebolledo (2010)

³Propriedades mecânicas do material de Pérez-León (2023)

As dimensões dos modelos foram definidas de forma que as tensões efetivas e poropressões iniciais nos modelos numéricos (Modelo N° 1, túnel no fundo e Modelo N° 2, túnel no meio) fossem equivalentes às inicialmente atuantes nos modelos físicos. Na Fig. 3-15, são explicitados os perfis de tensões efetivas e poropressões para o Modelo N° 2, tanto físico quanto numérico, ilustrando a correspondência supracitada.

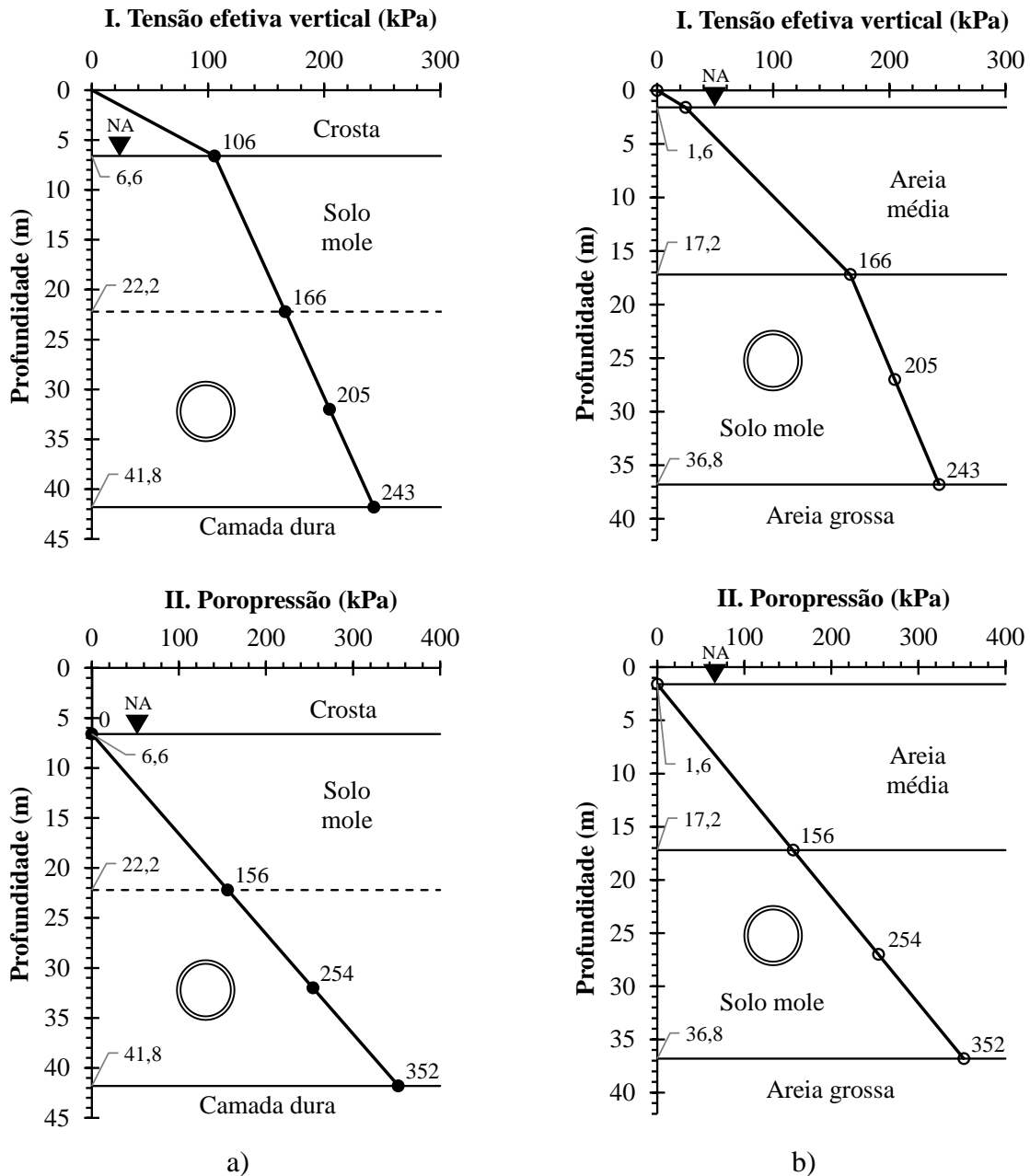


Figura 3-15. Perfil de tensões efetivas e poropressões: a) Modelo N° 2, numérico; b) Modelo N° 2, físico

Por sua vez, a espessura do suporte foi definida de forma que a sua rigidez à flexão fosse equivalente à do modelo físico. A partir da Eq. 3.2, e levando-se em consideração que o módulo de Young (E) é o mesmo em ambos os casos, foi determinada uma espessura de 40 cm para o suporte.

A malha (discretização em elementos finitos) foi gerada automaticamente no *software* PLAXIS 2D, com a distribuição de elementos definida como fina (*fine*). Além disso, ao redor do túnel foi realizado um refinamento local, com fator (*coarseness factor* – tamanho relativo do elemento em relação ao tamanho do elemento alvo de acordo com a distribuição de elementos definida) igual a 0,3. A Fig. 3-16 explicita a malha gerada para ambos os modelos.

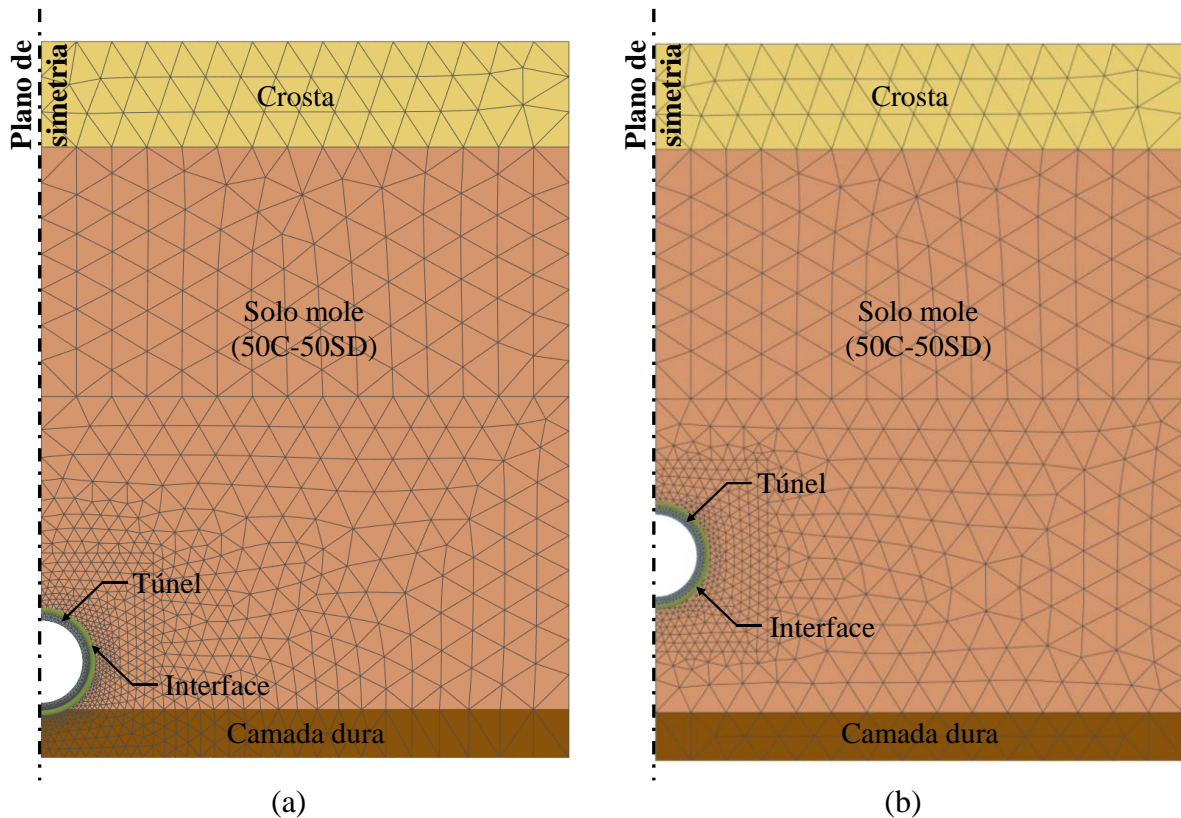


Figura 3-16. Malha de elementos finitos: a) Modelo N° 1; b) Modelo N° 2

A qualidade dos elementos das malhas geradas foi aferida por uma função do *software* PLAXIS 2D (*Quality*) que considera a divisão do círculo interno pelos círculos externos de um elemento em que um triângulo equilátero é normalizado em um valor unitário, de forma que o valor que afere a qualidade do elemento varia entre 0 (má qualidade) e 1 (boa qualidade). A média dos valores de qualidade dos elementos de malha foi igual a 0,95 e 0,97 nos Modelos N° 1 e N°2, respectivamente.

3.2.2 Etapas da simulação

As seguintes etapas foram definidas para a simulação numérica:

- I. Fase inicial – definição do estado inicial de tensões e das poropressões sem o túnel. As tensões foram definidas a partir de K_0 (K_0 procedure), ao passo que as poropressões

iniciais foram calculadas a partir da assunção de condições hidrostáticas (nível do lençol freático a uma profundidade de 6,6 m).

O K_0 *procedure* é um método de cálculo utilizado no *software* para definição do estado inicial de tensões. Esse procedimento leva em consideração o histórico de tensões no solo, definindo as tensões horizontais efetivas conforme explicitado na Eq. 2.3.

Segundo o manual dos modelos constitutivos do *software* PLAXIS (2022), para o modelo MC o valor de K_0 é definido a partir da Eq. 2.4. Por outro lado, para o modelo HS esse parâmetro é definido conforme a Eq. 2.5.

- II. Instalação do túnel – escavação do túnel seguida pela ativação do suporte e da interface. Nessa etapa, foi utilizado o cálculo plástico (*Plastic calculation*) e o comportamento não drenado do solo mole foi ignorado (sem geração de excesso de poropressões). Essa consideração foi realizada a fim de replicar as condições observadas nas simulações físicas, uma vez que a colocação do modelo do túnel ocorreu antes da colocação do solo mole, que foi previamente adensado, antes da etapa do rebaixamento piezométrico.
- III. Rebaixamento piezométrico – simulação do rebaixamento da poropressão hidrostática inicial de forma a induzir a subsidência regional. Nesse estágio, um cálculo fluxo-deformação completamente acoplado foi aplicado (*Fully coupled flow-deformation*). Esse tipo de cálculo permite uma análise simultânea de deformações e poropressões ao longo do tempo (equações de equilíbrio e de continuidade), e analisa diretamente as poropressões totais (soma das poropressões hidrostáticas e do excesso de poropressões).

As condições de fluxo nessa etapa foram definidas com base nos ensaios na centrífuga. Pérez-León (2023) reporta que não foi possível um rebaixamento completo das poropressões iniciais nas simulações, atribuindo essa condição ao fato da água expelida para o tanque horizontal gerar uma carga hidráulica remanescente no fundo dos modelos.

Por esse motivo, na modelagem numérica as cargas hidráulicas foram definidas de forma que o valor da subsidência obtido num cenário de rebaixamento sem a instalação do túnel fosse equivalente aos valores aferidos nas simulações físicas, aproximadamente iguais a 0,75 m para ambos os modelos.

Dessa forma, o rebaixamento máximo foi definido por meio de cargas hidráulicas de -26,0 m e -6,6 m, no fundo e no topo da camada de solo mole, respectivamente. A Fig. 3-17 ilustra as cargas hidráulicas definidas para o Modelo N° 2 (iguais às do Modelo N° 1).

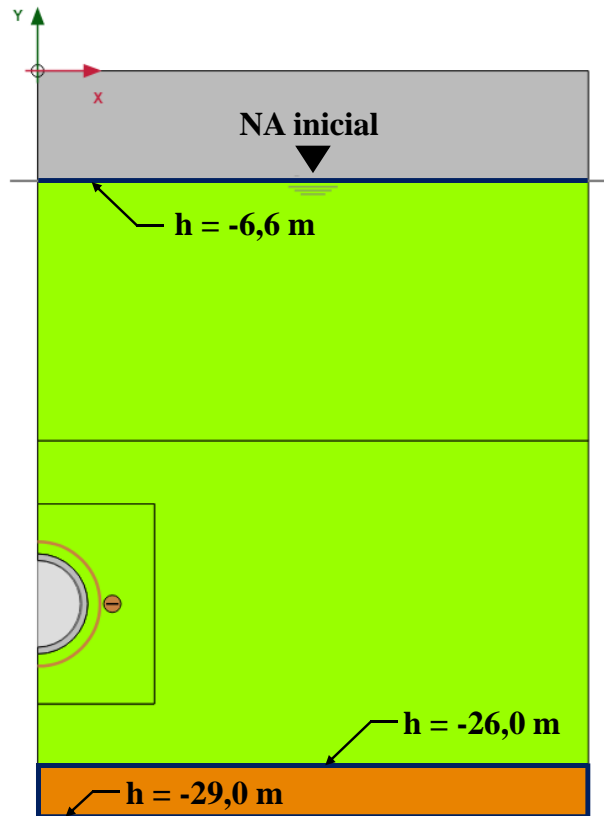


Figura 3-17. Condições de fluxo (Modelo N° 2)

Vale destacar que os limites laterais do modelo foram definidos como fechados (impermeáveis). Os outros contornos, que não os que as cargas hidráulicas foram atribuídas, foram considerados abertos.

Quanto à distribuição de poropressões nas camadas, a Crosta e o vazio do túnel foram definidos como secos. Por sua vez, para a camada de solo mole, foi definido um incremento de poropressão de forma que a pressão intersticial variasse linearmente de zero (topo da camada) à poropressão residual (base da camada). Por último, para a camada dura, definiu-se uma interpolação, de maneira que as poropressões nesse estrato fossem geradas com base nas pressões do contorno da camada de solo mole e na carga hidráulica definida na sua base.

Por fim, vale salientar que com o intuito de se avaliar a influência das condições iniciais no comportamento do túnel, além de entender qual estrutura de simulação numérica

melhor refletia a modelagem física, simulações adicionais foram realizadas considerando somente duas etapas:

- I. Fase inicial – definição das condições iniciais com o túnel já instalado, com as poropressões definidas a partir da assunção de condições hidrostáticas, e o estado inicial de tensões calculado pelo método de carregamento por gravidade (*Gravity loading*). Esse método é um tipo de cálculo plástico no qual as tensões iniciais são definidas a partir do peso específico do solo.
- II. Rebaixamento piezométrico - procedimento análogo ao realizado no primeiro caso.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 PIEZOMETRIA E SUBSIDÊNCIA

4.1.1 Rebaixamento piezométrico

Os perfis piezométricos (poropressões ao longo da profundidade do modelo) obtidos para os Modelos N° 1 e N°2, tanto para a simulação física quanto para a numérica, são apresentados na Fig. 4-1.

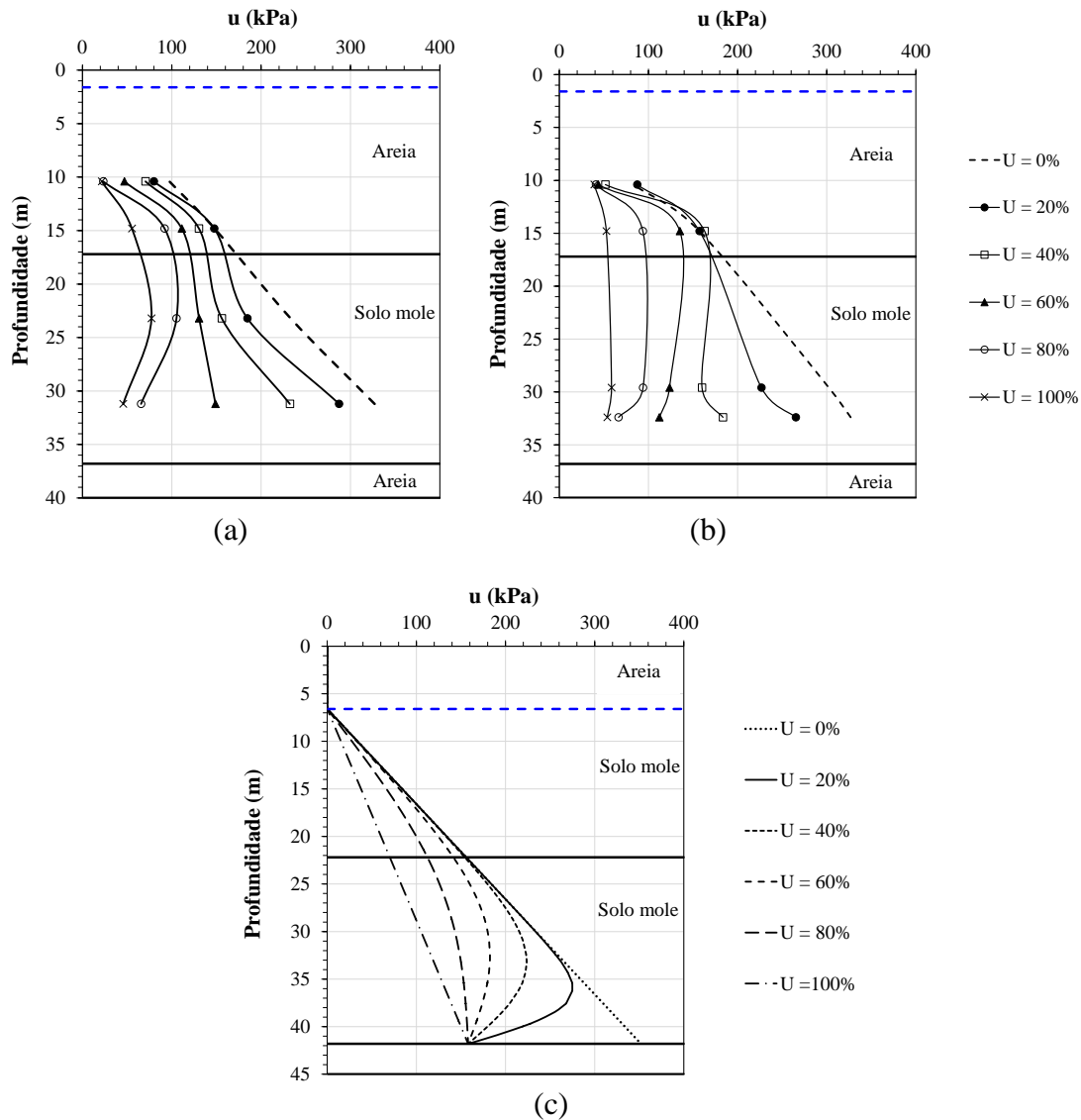


Figura 4-1. Perfis piezométricos: a) Modelo N° 1, físico; b) Modelo N° 2, físico; c) Modelos N° 1 e N° 2, numérico

Em ambos os casos, modelos físicos e numéricos, nota-se que a etapa de rebaixamento piezométrico transcorreu de maneira satisfatória. As curvas são, de forma geral, similares entre os tipos de simulação, no sentido de demonstrar o abatimento das poropressões ao longo

da profundidade do modelo no decorrer do processo de rebaixamento. As maiores discrepâncias, por sua vez, são observadas entre as poropressões aferidas no fundo da camada de solo mole.

No modelo numérico, as poropressões registradas nesse nível são maiores do que nos modelos físicos, sendo isso devido à metodologia aplicada para definição do rebaixamento no modelo. Conforme comentado no item 3.2.2, as cargas hidráulicas na modelagem numérica foram definidas de forma que os valores de recalque superficial fossem correspondentes aos medidos nos modelos físicos. Dessa forma, definiu-se que a poropressão inicial fosse somente parcialmente dissipada, permanecendo na base da camada de solo mole uma poropressão residual igual à 158 kPa, conforme explicitado na equação:

$$P_{residual} = (-h + z)\gamma_w \quad (4.1)$$

$$P_{residual} = (-(-26,0) + (-41,8))\gamma_w$$

$$P_{residual} = -158 \text{ kPa}$$

em que,

$P_{residual}$: poropressão total residual;

h : carga hidráulica;

z : coordenada vertical;

γ_w : peso específico da água ($= 10 \text{ kN/m}^3$).

Ademais, como reportado em Pérez-León (2023), verifica-se também no modelo físico o estabelecimento de uma poropressão residual ao final do processo de rebaixamento, contudo, de menor magnitude comparativamente aos modelos numéricos. Nota-se, além disso, um maior acúmulo de poropressões na base dos modelos em etapas intermediárias do processo de rebaixamento. No fim do processo de dissipação ($U = 100\%$), no entanto, esse padrão de acúmulo pontual de pressão neutra é desfeito.

A Fig. 4-2 ilustra os gráficos de poropressões e poropressões normalizadas por percentual de rebaixamento (U) para os piezômetros 7 e 8 (PPT's 7 e 8), locados conforme explicitado na Fig. 3-4, nos modelos físicos e numéricos (pontos em posições correspondentes). As curvas indicam equivalência entre as poropressões medidas no início do processo de adensamento regional, além disso, de forma similar ao supracitado, ressaltam as discrepâncias entre as poropressões dos modelos físicos e numéricos ao fim do rebaixamento.

Ademais, é possível se observar um maior acúmulo relativo de poropressões no fundo do modelo em etapas intermediárias de rebaixamento. Esse comportamento não seria esperado em teoria, já que os instrumentos instalados em maiores profundidades na camada

de solo mole estão mais próximos da fronteira drenante do modelo, no entanto, provavelmente em virtude da carga hidráulica remanescente anteriormente comentada, ocorre um acúmulo de poropressões nessa região.

Sendo assim, para os piezômetros mais próximos da base da camada de solo mole (PPT7 no Modelo N° 1 e PPT's 7 e 8 no Modelo N° 2), as curvas indicam que até certo percentual de rebaixamento (no Modelo N° 1, até $U \approx 60\%$, e no Modelo N° 2, até $U \approx 40\%$), conforme pode ser visto na Fig. 4-2 (c e d), um menor percentual de pressão neutra foi dissipado, padrão que é revertido ao final do rebaixamento.

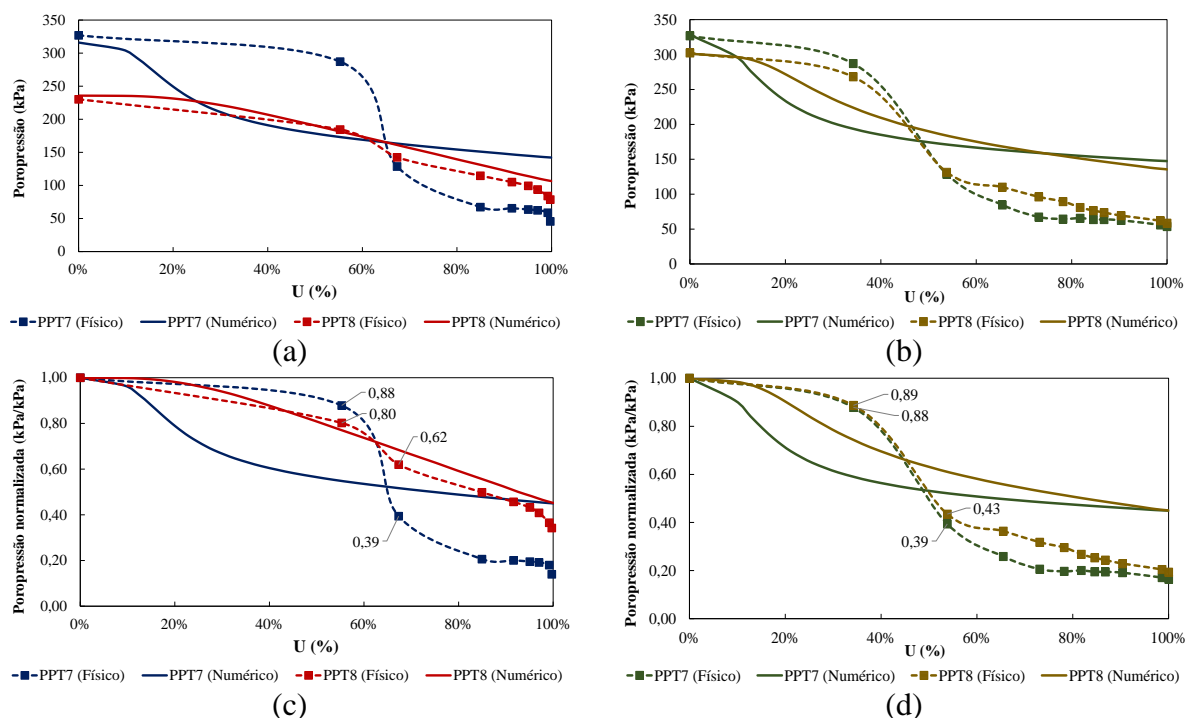


Figura 4-2. Poropressões e poropressões normalizadas vs. percentual de rebaixamento para os PPT's 7 e 8: a) Modelo N° 1, poropressão vs. U; b) Modelo N° 2, poropressão vs. U; c) Modelo N° 1, poropressão normalizada vs. U; d) Modelo N° 2, poropressão normalizada vs. U

Segundo Pérez-León (2023), essa poropressão residual nos modelos físicos não afeta a avaliação do fenômeno de subsidência regional, uma vez que os valores de recalque superficial obtidos são similares aos observados na Zona Lacustre da Cidade do México, como comentado a seguir no item 4.1.2. Haja vista que a subsidência nos modelos numéricos é similar às dos modelos físicos, a conclusão do autor pode ser estendida para a simulação numérica.

4.1.2 Subsidiência

As subsidiências registras nos modelos físicos (por meio dos LVDT's) e numéricos são apresentadas na Fig. 4-3.

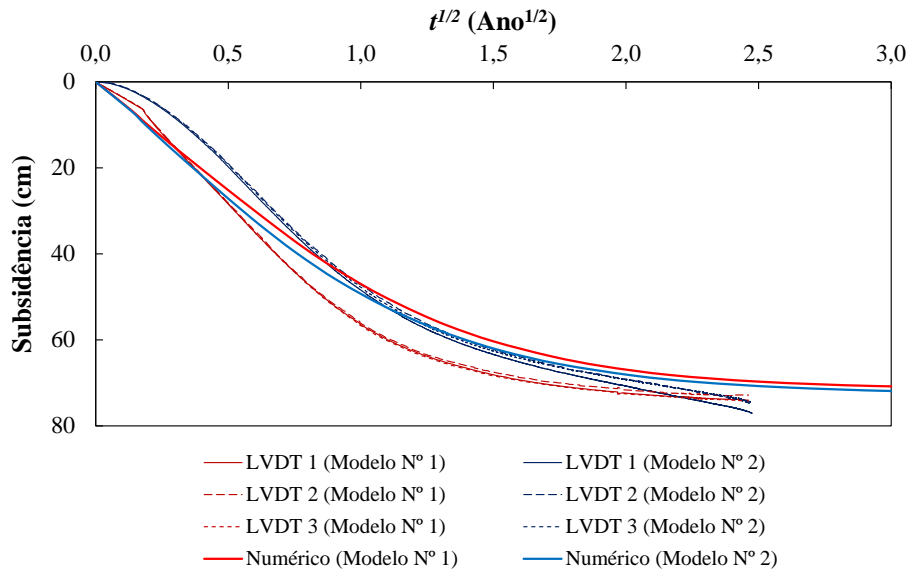


Figura 4-3. Subsidiência em função da raiz quadrada do tempo de adensamento, modelos físicos e numéricos

Conforme destacado no item 3.2.2, as condições de fluxo na modelagem numérica foram definidas de forma que a subsidiência em ambos os tipos de simulação (física e numérica) fossem correspondentes. A Fig. 4-3 ilustra a aplicação dessa metodologia, com ambos os modelos para os dois tipos de modelagem apontando valores de subsidiência similares. A Tab. 4-1 ilustra as subsidiências alcançadas e as taxas médias de recalque superficial por ano.

Tabela 4-1. Valores de subsidiência para os modelos físicos e numéricos

Tipo de simulação	Nº do Modelo	Subsidiência total (cm)	Tempo de simulação (anos)	Subsidiência para U = 90% (cm)	Tempo para U = 90% (anos)	Taxa de subsidiência (cm/ano) ¹
Física	1	73,72	6,05	66,53	1,97	33,77
	2	75,60	6,15	68,44	3,57	19,17
Numérica	1	71,40	13,70	64,26	3,08	20,86
	2	72,45	13,70	65,20	2,95	22,10

¹Como a taxa de subsidiência diminui conforme o progresso do adensamento (Fig. 4-4), a taxa de subsidiência foi definida para um tempo e valor de subsidiência correspondentes a um percentual de rebaixamento piezométrico de 90%

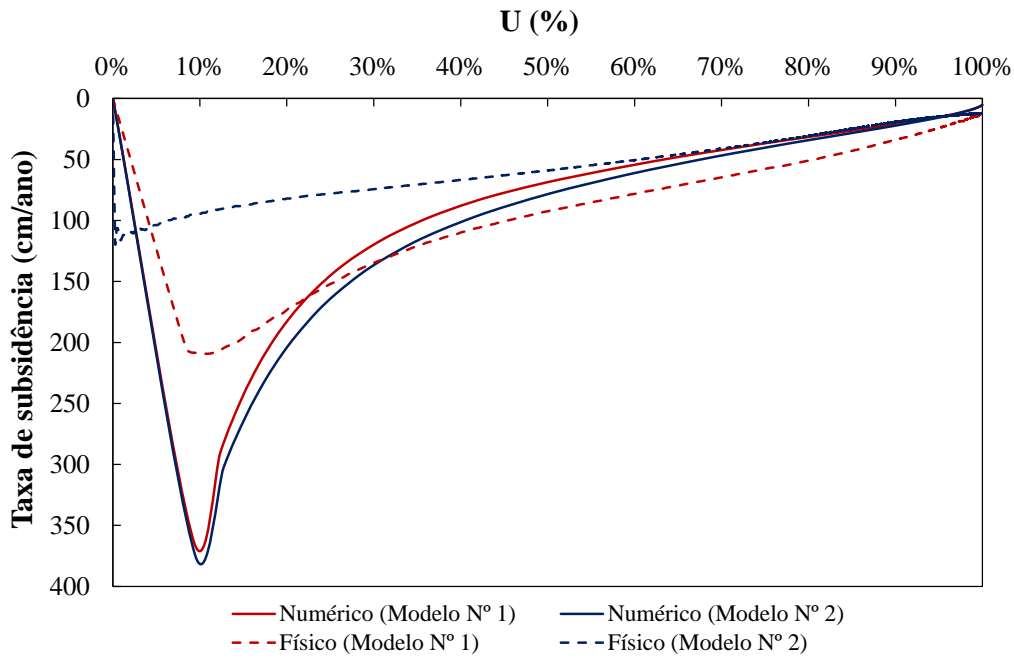


Figura 4-4. Taxa de subsidência vs. U para os modelos físicos e numéricos

As taxas de subsidência (para $U = 90\%$) obtidas estão de acordo com as reportadas por Auvinet *et al.* (2017), que reporta para a Zona Lacustre da Cidade do México taxas de recalque superficial que variam de 0 a 43 cm/ano, sendo na área central valores entre 15 e 32 cm/ano mais frequentes. Pacheco (2017) e Zaldivar (2013) também apontam valores similares, destacando que as taxas de recalque podem atingir até valores próximos a 40 cm/ano em certas áreas da Zona do Lago.

4.2 SUPORTE DO TÚNEL

4.2.1 Poropressões

De acordo com Pérez-León (2023), os piezômetros instalados ao redor do túnel no Modelo N° 1 não apresentaram resultados coerentes durante o ensaio na centrífuga, por esse motivo os dados desses instrumentos foram descartados. Para o Modelo N° 2, a Fig. 4-5 explicita as poropressões aferidas pelos PPT's instalados ao redor do túnel e registrados em pontos equivalentes no modelo numérico.

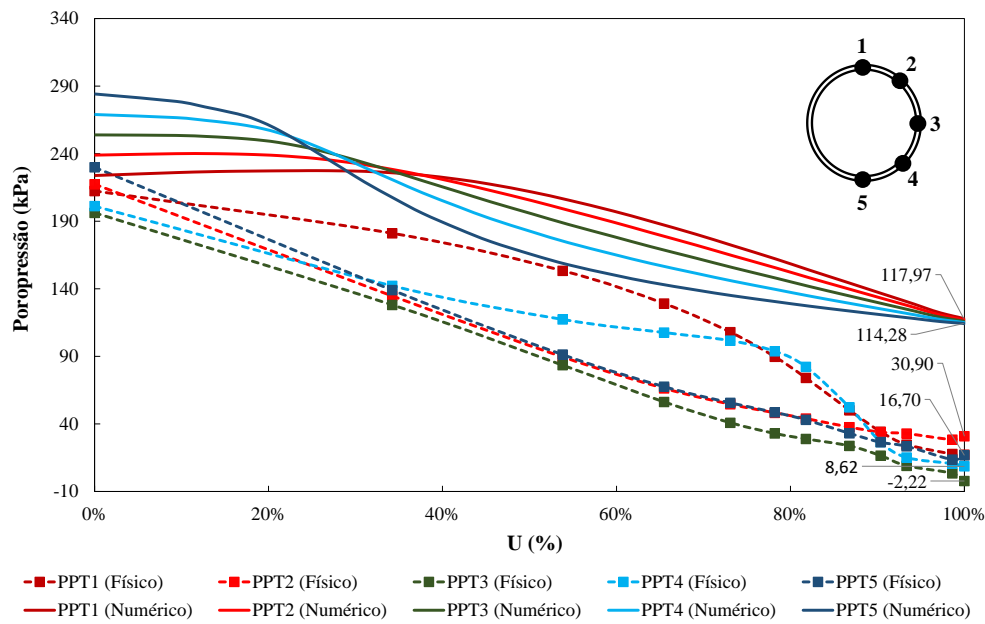


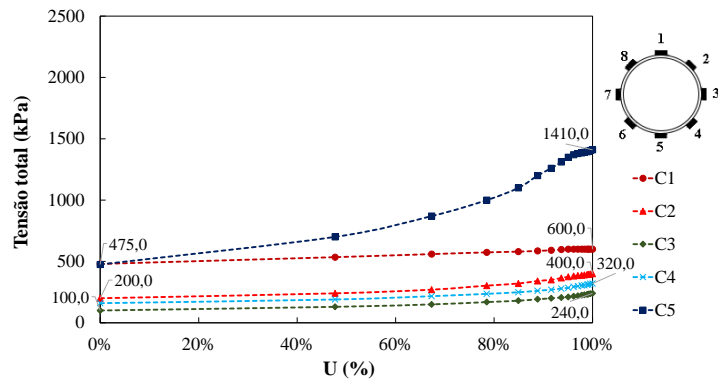
Figura 4-5. Poropressões vs. U (Modelo N° 2)

Os valores obtidos em ambos os tipos de simulação revelam poropressões residuais de maior e menor magnitude nos modelos numérico e físico, respectivamente, conforme discutido no item 4.1.1.

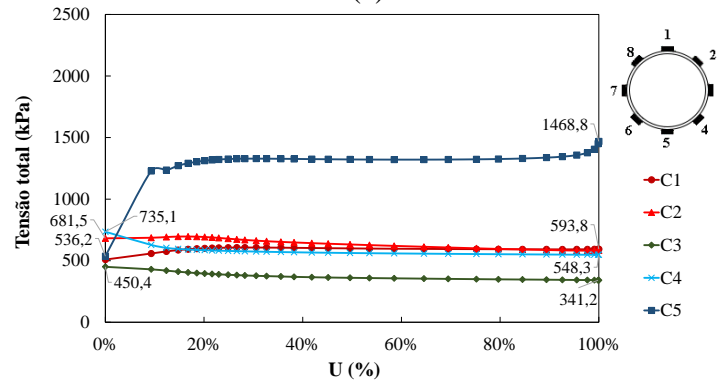
No modelo numérico, as poropressões hidrostáticas, conforme esperado, são maiores para os instrumentos mais profundos, padrão que se inverte no final do rebaixamento, porém, com registros de pressão neutra similares para todos os pontos. No modelo físico, por sua vez, tanto no início quanto no fim do adensamento regional, os valores de poropressão medidos, similares entre si, não variam linearmente com a profundidade de instalação do instrumento. Vale destacar ainda que o PPT3 registra valores negativos ao final do processo de rebaixamento, indicando medidas de sucção ou fluxo nessa zona.

4.2.2 Tensões

As tensões totais no suporte do túnel registradas nos modelos físicos e numéricos são apresentadas na Fig. 4-6 (Modelo N° 1) e na Fig. 4-7 (Modelo N° 2). Vale destacar que esses valores se referem às tensões totais normais ao ponto considerado no elemento de suporte do túnel. Ademais, salienta-se que nem todas as células de tensão total registraram valores coerentes no ensaio na centrífuga, por esse motivo, considerando a simetria do problema, somente metade das células de tensão foram utilizadas.

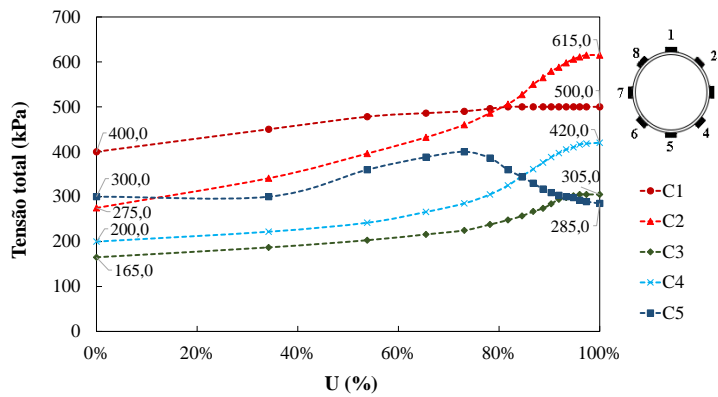


(a)

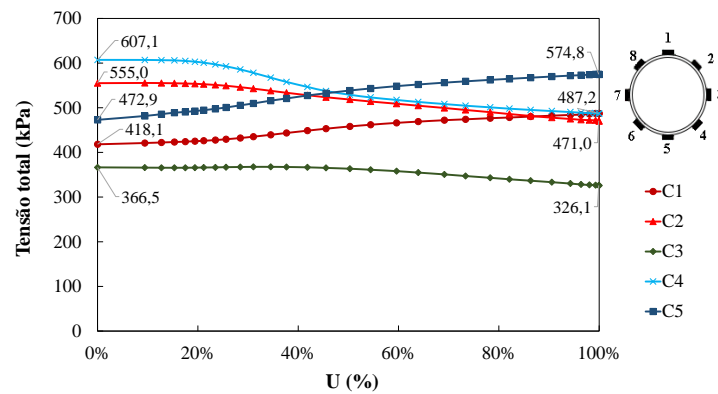


(b)

Figura 4-6. Tensões totais vs. U (Modelo N° 1): a) modelo físico; b) modelo numérico



(a)



(b)

Figura 4-7. Tensões totais vs. U (Modelo N° 2): a) modelo físico; b) modelo numérico

A avaliação das tensões totais desenvolvidas nas simulações física e numérica para os Modelos N° 1 e N° 2 revelam diferenças significativas entre os valores iniciais ($U = 0\%$) aferidos. Essas diferenças podem ser devidas às metodologias adotadas nos modelos na representação da instalação do túnel (etapa inicial).

Ademais, dificuldades associadas ao processo de preparação e montagem do modelo na centrífuga geotécnica também podem ter interferido nas tensões totais aferidas no início da simulação. Um possível rebote elástico do solo mole após o processo de adensamento, além de perturbações nas camadas de solo durante o transporte da caixa para a centrífuga são algumas possibilidades de fatores que podem ter interferido nas condições iniciais obtidas. As tensões efetivas registradas no início do processo de rebaixamento para o Modelo N° 2, apresentadas na Fig. 4-8, corroboram a hipótese de que as condições iniciais nas simulações físicas sofreram algum tipo de alteração.

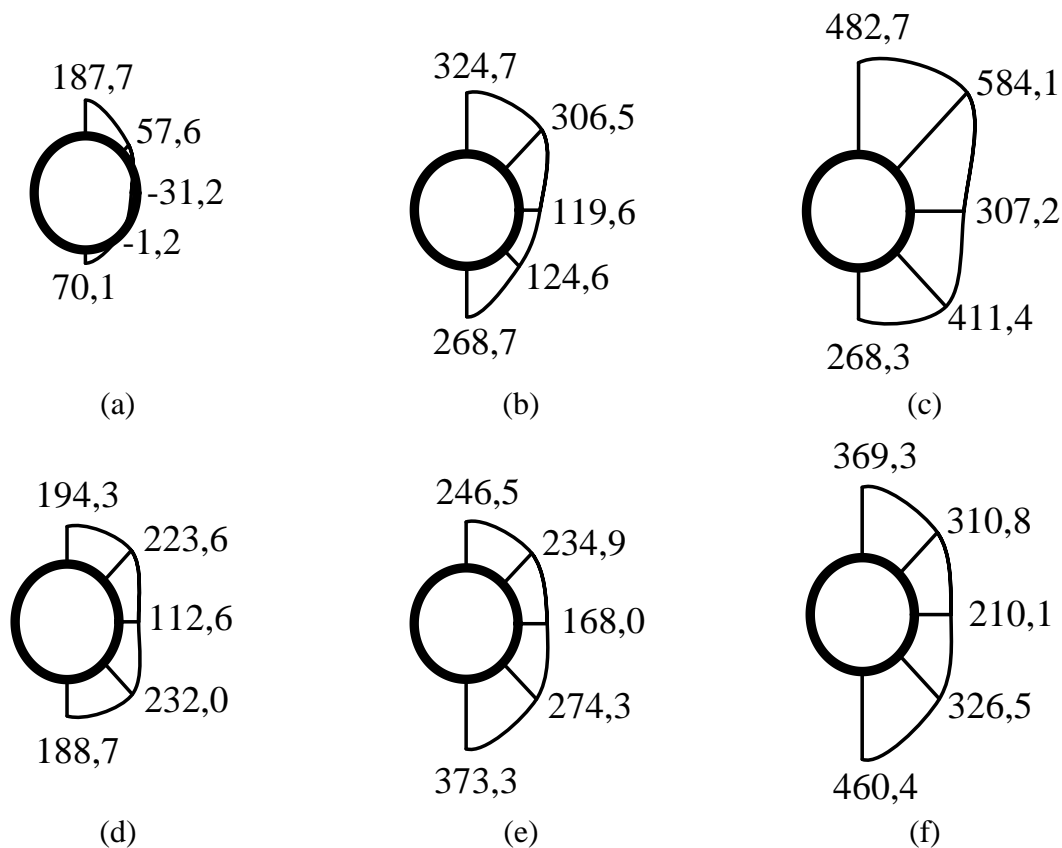


Figura 4-8. Tensões efetivas no suporte do túnel para o Modelo N° 2: a) modelo físico, $U = 0\%$; b) modelo físico, $U = 50\%$; c) modelo físico, $U = 100\%$; d) modelo numérico, $U = 0\%$; e) modelo numérico, $U = 50\%$; f) modelo numérico, $U = 100\%$

Todavia, ao final do processo de dissipação das poropressões iniciais ($U = 100\%$), fase em que as tensões totais e efetivas se tornam semelhantes, nota-se uma maior similitude entre

as tensões aferidas. As representações radiais das tensões totais ao redor do suporte ao longo do processo de rebaixamento, para ambos os modelos, apresentadas nas Fig. 4-9 e Fig. 4-10 ilustram esse fato.

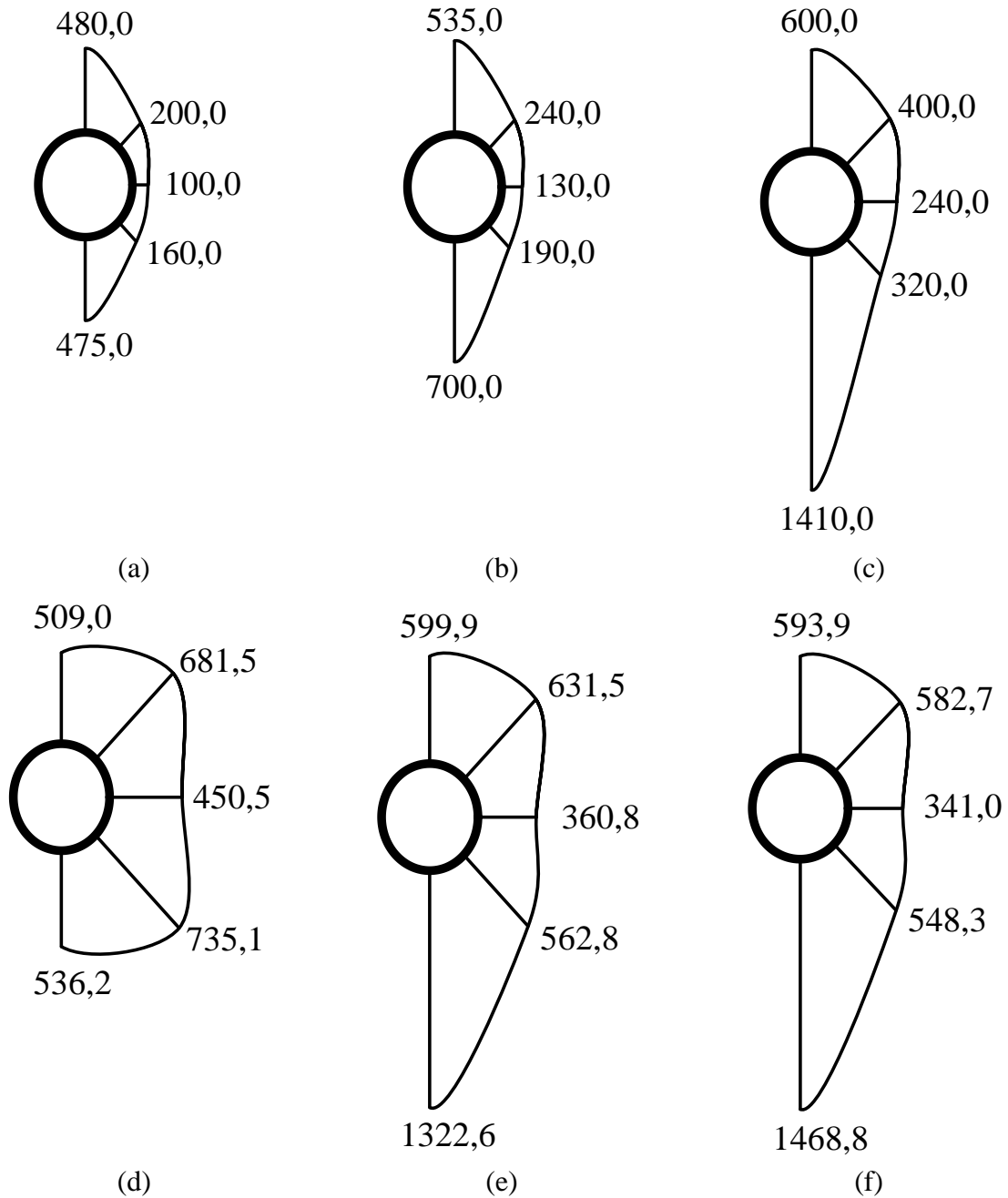


Figura 4-9. Tensões totais no suporte do túnel para o Modelo N° 1: a) modelo físico, U = 0%; b) modelo físico, U = 50%; c) modelo físico, U = 100%; d) modelo numérico, U = 0%; e) modelo numérico, U = 50%; f) modelo numérico, U = 100%

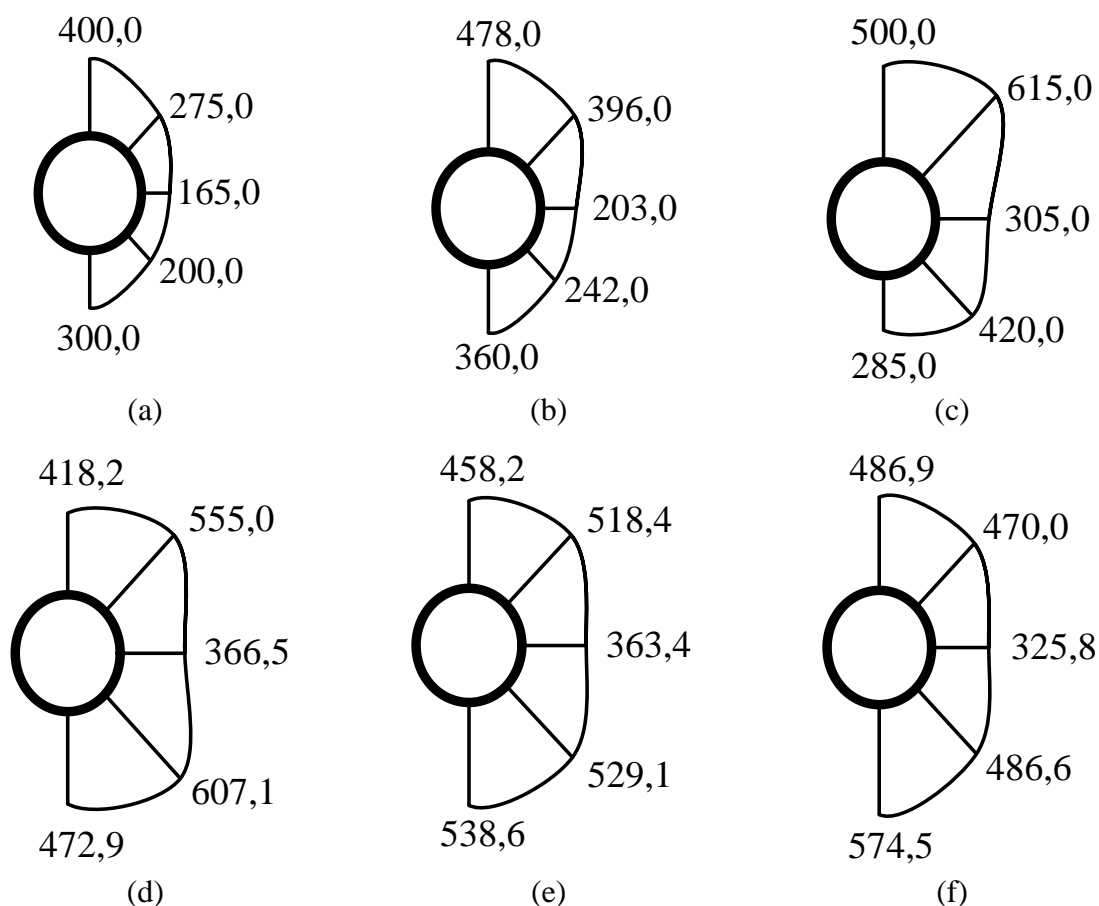


Figura 4-10. Tensões totais no suporte do túnel para o Modelo N° 2: a) modelo físico, U = 0%; b) modelo físico, U = 50%; c) modelo físico, U = 100%; d) modelo numérico, U = 0%; e) modelo numérico, U = 50%; f) modelo numérico, U = 100%

Para $U = 100\%$, os resultados indicam um aumento significativo na tensão total vertical na base do suporte (C5) quando o túnel está apoiado na camada dura (Modelo N° 1, Fig. 4-6), em comparação aos incrementos observados quando o túnel está posicionado no centro da camada de solo mole (Modelo N° 2, Fig. 4-7).

Na modelagem física, a tensão total em C5 no Modelo N° 2 foi de 285 kPa, contra 1410 kPa no Modelo N° 1, já na modelagem numérica, as tensões nesse ponto são iguais a 574,8 e 1468,8 kPa, respectivamente. Esses resultados são atribuídos à restrição do movimento vertical do túnel causada pela camada dura, que também conduz a maiores tensões verticais no topo do túnel (C1). Na modelagem física, a tensão total em C1 no Modelo N° 2 é igual a 500 kPa, ao passo que no modelo N° 1 a tensão nesse ponto é equivalente à 600 kPa. No modelo numérico, por sua vez, as tensões nesse ponto são iguais a 487,2 e 593,8 kPa, respectivamente. O aumento das tensões verticais em C1 é atribuído ao desenvolvimento de atrito negativo na parte superior do suporte do túnel, ou seja, o solo exerce uma força

descendente sobre o suporte, resultando em maiores tensões no Modelo N° 1 em virtude da restrição imposta pela camada rígida (Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2013).

Ademais, para ambos os tipos de simulação, nesses dois pontos (base e topo do suporte do túnel), observa-se semelhança entre as magnitudes e comportamentos das tensões totais apresentadas. A exceção se dá para a C5 no Modelo N° 2, que apresenta uma diminuição dos valores de tensão total vertical medidos no modelo físico em certa etapa do processo de rebaixamento ($U \approx 75\%$). Ao mesmo tempo, em C2 ocorre um aumento expressivo nas tensões totais normais medidas. As tensões nesses pontos sugerem que o modelo do túnel nesse momento passa a ter sua condição de movimentação vertical parcialmente livre restringida pelas paredes laterais da caixa. A diminuição da tensão total observada em C5 corrobora essa hipótese ao indicar que o solo abaixo do túnel é descarregado.

Conforme destacado no item 2.5.2, em Ariizumi *et al.* (2005) e Kusakabe & Ariizumi (2005), que reportam ensaios em que o túnel é fixado nas laterais da caixa, um comportamento similar pode ser observado em ambos os pontos (aumento das tensões em C2 e diminuição em C5), Fig. 2-20. Como também discutido nos itens 2.1.4 e 2.5.2, uma maior rigidez do túnel em comparação ao solo adjacente faz com que exista uma diferença de velocidade de deslocamento das massas de solo acima e ao lado do túnel, o que resulta no desenvolvimento de atrito negativo sobre sua parte superior lateral, já que o solo tende a arrastar o túnel para baixo, tendendo esse atrito negativo gerado a ser maior quanto maior for a limitação do deslocamento vertical livre do túnel.

Em relação à lateral do túnel (C3), observam-se, na maioria dos casos, os menores valores de tensão total registrados. Uma exceção a essa característica é evidenciada no ensaio físico do Modelo N° 2 (Fig. 4-7, a), no qual o valor da tensão total em C5 é o menor ao fim do processo de rebaixamento em virtude do descarregamento no solo nesse ponto como discutido no parágrafo anterior.

Nota-se nos modelos numéricos uma diminuição da tensão total horizontal em C3 ao longo do processo de rebaixamento (Fig. 4-6 e Fig. 4-7, b), conforme esperado haja vista a redução da poropressão agindo nesses pontos e de acordo com o reportado, para o fenômeno de subsidência regional em solos moles, por diversos autores (Ariizumi *et al.*, 2005; Kusakabe & Ariizumi, 2005; Ma *et al.*, 2010; Rodríguez-Rebolledo *et al.*, 2013). Em contrapartida, nos modelos físicos, é registrado um aumento das tensões totais laterais em C3 ao longo do processo de rebaixamento.

Esse aumento da tensão total na lateral do túnel nas simulações físicas pode ser um reflexo de tensões iniciais incoerentes, conforme anteriormente discutido. Ademais, fatores diversos podem influenciar as pressões horizontais agindo na lateral do túnel, a citar: a rigidez à compressão e à flexão do suporte (variáveis diretamente dependentes da espessura do elemento), o coeficiente de empuxo em repouso do solo mole (K_0), a razão de sobreadensamento do solo mole (OCR) e o fator de interação da interface solo-suporte (R_{inter}). Uma análise paramétrica com esses fatores é apresentada no item 4.4.

4.2.3 Deformações, esforços, momentos e convergência vertical

Destaca-se que similarmente ao feito para as células de tensão total, as características de simetria do problema foram aproveitadas e considerou-se somente metade dos *strain gauges* (SG's) instalados, isso porque parte deles apresentaram valores incoerentes durante a simulação física. Além disso, vale salientar que essas leituras de deformação são referentes aos SG's instalados no interior do tubo, haja vista que os SG's externos apresentaram leituras erráticas durante o ensaio. Ainda, tem-se que não foi possível obter as leituras de deformação do SG5 interno no Modelo N° 1.

O cálculo das deformações na parte interna do elemento de suporte do túnel na simulação numérica parte da consideração do comprimento do *strain gauge* utilizado no ensaio na centrífuga geotécnica. O modelo do SG em questão é o KFG-2N-120-C1-11L1MW2 (*Omega Engineering*), com comprimento de 5,3 mm.

Considerando o fator de escala aplicado nos ensaios na centrífuga ($N = 80$), escalou-se o comprimento do SG para uma dimensão equivalente no protótipo, por meio da multiplicação do seu comprimento real por N .

A Fig. 4-11 ilustra as premissas realizadas.

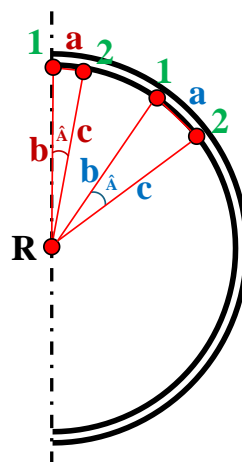


Figura 4-11. Metodologia para cálculo das deformações no interior do elemento de suporte

Os seguintes passos foram seguidos para o cálculo das deformações:

1. Calculou-se o comprimento dos lados a, b e c por meio da equação:

$$a, b, c = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2} \quad (4.2)$$

em que,

x, y: coordenadas dos pontos em vermelho.

2. Com o auxílio da lei dos cossenos, calculou-se \hat{A} , conforme a equação:

$$\hat{A} = \cos^{-1} \left(\frac{a^2 - b^2 - c^2}{-2bc} \right) \quad (4.3)$$

3. Calculou-se o comprimento do arco (S) dado pelos pontos 1 e 2 de maneiras distintas para os pontos no topo e na base e para os demais pontos, respectivamente, equações:

$$S = \hat{A} \times c \quad (4.4)$$

$$S = \left(\frac{\hat{A}}{2} \times b \right) + \left(\frac{\hat{A}}{2} \times c \right) \quad (4.5)$$

4. Os pontos 1 e 2 foram definidos de forma que seus arcos tivessem comprimentos similares à metade do comprimento do SG (escala do protótipo) para os pontos no topo e na base, e ao comprimento do SG (escala do protótipo) para os demais pontos.
5. Coletou-se, para cada incremento de tempo na simulação, os deslocamentos dos pontos 1 e 2 que representam cada ponto avaliado no suporte do túnel: topo, topo lateral, lateral, base lateral e base.
6. Somou-se ao longo da simulação os deslocamentos dos pontos 1 e 2 às suas coordenadas iniciais.
7. A deformação ao longo da simulação foi calculada pela equação:

$$\varepsilon = \frac{S - S_{inicial}}{S_{inicial}} \quad (4.6)$$

em que,

$S_{inicial}$: comprimento do arco inicial.

Vale destacar, por fim, que as coordenadas iniciais de R foram definidas no centro do túnel, sendo essas atualizadas ao longo da simulação de forma que a sua distância em y para a média dos pontos 1 e 2 fosse sempre a mesma que a do início da simulação. Para cada ponto no suporte, foram associadas coordenadas y de R distintas.

As deformações no suporte do túnel para as simulações física e numérica são apresentadas na Fig. 4-12 e na Fig. 4-13, Modelos N° 1 e N° 2, respectivamente.

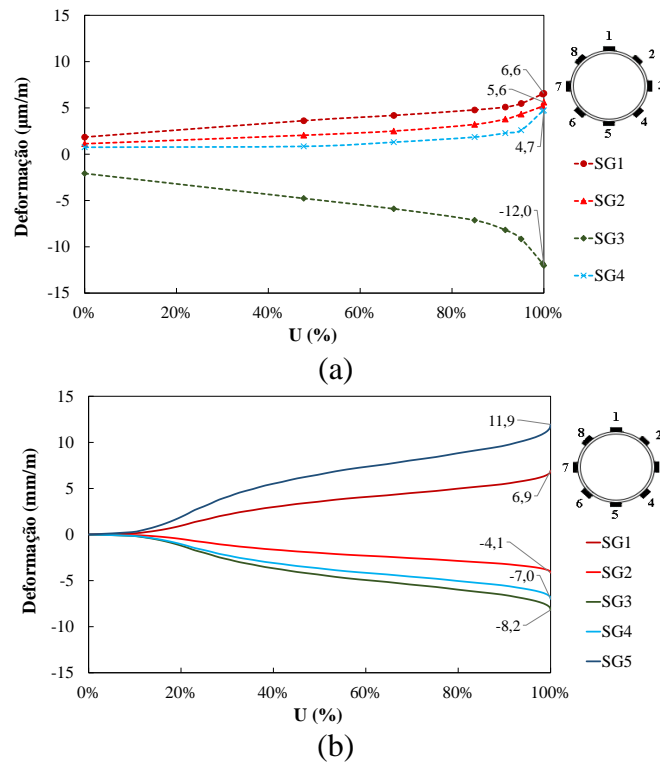


Figura 4-12. Deformações no suporte do túnel vs. U (Modelo N° 1): a) modelo físico, deformações em $\mu\text{m/m}$; b) modelo numérico, deformações em mm/m

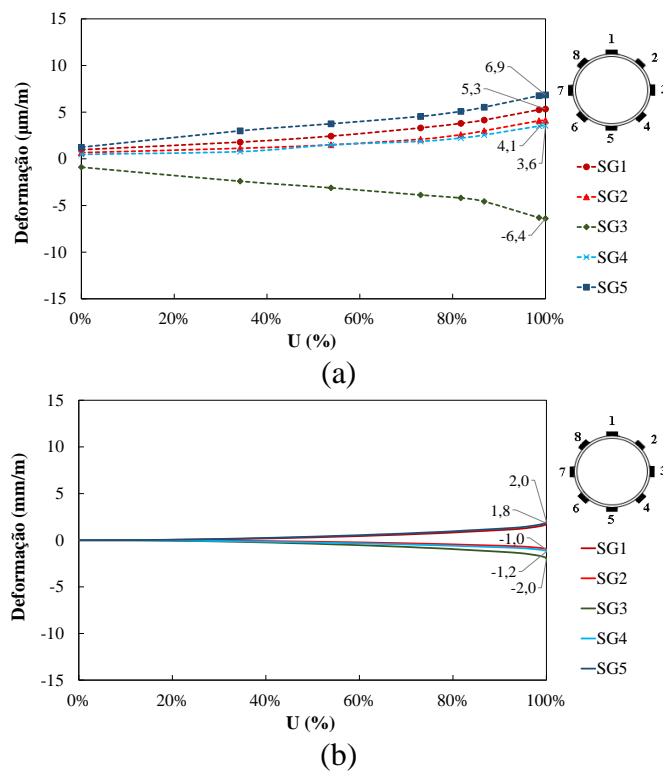


Figura 4-13. Deformações no suporte do túnel vs. U (Modelo N° 2): a) modelo físico, deformações em $\mu\text{m/m}$; b) modelo numérico, deformações em mm/m

A análise das medidas de deformação obtidas revela que os valores aferidos nas simulações física e numérica são de ordens de grandeza diferentes. Embora fosse esperado, de acordo com as leis de escala de ensaios em centrífuga geotécnica (vide item 2.3.1), que as deformações aferidas pelos SG's na simulação física fossem equivalentes às do protótipo, e, portanto, às do modelo numérico, isso não se observa. As deformações nos modelos físico e numérico são das ordens de grandeza de $\mu\text{m}/\text{m}$ (Fig. 4-12 e Fig. 4-13, a) e mm/m (Fig. 4-12 e Fig. 4-13, b), respectivamente.

Apesar da discrepância entre as magnitudes dos valores de deformação medidos nos modelos físico e numérico, o que pode ser atribuído às complexidades associadas à calibragem dos *strain gauges*, verifica-se, de forma geral, comportamentos similares entre os tipos de simulação. Em ambos os casos, as deformações no topo do suporte aumentam positivamente ao longo do processo de rebaixamento (tração das fibras internas), ao passo que as deformações na lateral do suporte aumentam negativamente (compressão das fibras internas). Esse comportamento indica diminuição do diâmetro vertical do túnel e aumento do diâmetro horizontal, representando um padrão deformacional de uma elipse horizontal, conforme apontado por diversos autores para deformações a longo prazo em suportes de túneis em solos moles (Wongsaroj *et al.*, 2007; Ma *et al.*, 2010; Shen *et al.*, 2014; Villagrán-Alegría *et al.*, 2022;), vide item 2.5. Além disso, na base do túnel, também se observa um aumento positivo da deformação para os casos em que essa leitura é disponível, corroborando a diminuição do diâmetro vertical ao longo do adensamento regional.

Ademais, tanto na modelagem física quanto na numérica, observa-se maiores deformações em todos os pontos ao redor do túnel no Modelo N° 1 (túnel apoiado na camada dura) relativamente ao Modelo N° 2 (túnel no meio da camada de solo mole), o que é coerente com as aferições de tensão total e reforça o cenário do Modelo N° 1 como o mais crítico em um ponto de vista estrutural.

Por sua vez, em relação às deformações registradas nos pontos 2 e 4 (topo lateral e base lateral), é notado um aumento positivo desses valores para os modelos físicos (tração das fibras internas) e um aumento negativo para os modelos numéricos (compressão das fibras internas). Esse comportamento é coerente com o desenvolvimento das tensões totais normais no suporte nesses pontos: aumento e diminuição para os modelos físicos e numéricos, respectivamente.

Nesse caso, efeitos como o atrito negativo e o descarregamento lateral do túnel em virtude da redução de poropressão ao longo do processo de adensamento regional podem influenciar de maneira oposta no comportamento deformacional nesses pontos. Além disso,

como destacado no item 4.2.2, a pressão na lateral do túnel, e consequentemente a deformação nessa zona, pode depender de diversos fatores, os quais serão avaliados no item 4.4.

Vale destacar ainda que os valores dos esforços de compressão e tração no suporte do túnel nos modelos numéricos, obtidos a partir das tensões principais maior e menor, respectivamente, apresentados na Fig. 4-14, corroboram o fato das condições estruturais no Modelo N° 1 serem mais desfavoráveis em comparação com o Modelo N° 2.

Foram registrados esforços máximos de compressão e tração no suporte do túnel no Modelo N° 1 por volta de 38 MPa e 34 MPa, respectivamente, ao passo que no Modelo N° 2 esses valores são em torno de 20 MPa e 14 MPa, também de maneira respectiva. Isso representa esforços de compressão e tração, respectivamente, 1,9 e 2,4 vezes maiores no Modelo N° 1. Ademais, as figuras também ilustram, em ambos os modelos, a condição de compressão das fibras internas no topo e na base do túnel, e de tração das fibras internas na lateral no fim do processo de rebaixamento.

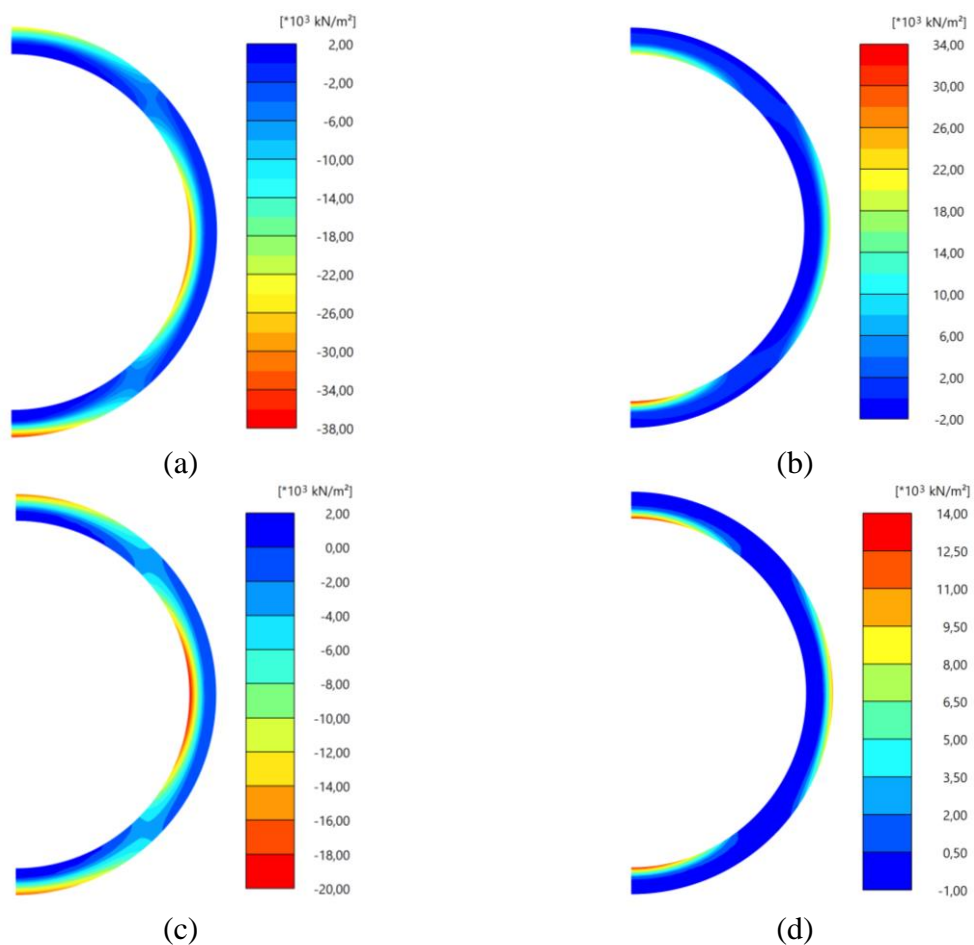


Figura 4-14. Esforços normais no suporte do túnel nos modelos numéricos: a) Modelo N° 1, esforços de compressão (σ_1); b) Modelo N° 1, esforços de tração (σ_3); c) Modelo N° 2, esforços de compressão (σ_1); b) Modelo N° 2, esforços de tração (σ_3)

Os momentos fletores e esforços cortantes no suporte do túnel nos modelos numéricos, apresentados na Fig. 4-15, também ilustram os esforços de compressão (topo e base) e tração (lateral) nas fibras internas. Além disso, ressaltam as condições desvantajosas que o suporte do túnel no Modelo N° 1 está submetido. Para esse modelo, os momentos fletores máximos e mínimos são, respectivamente, 2,2 e 1,7 vezes maiores do que no Modelo N° 2, enquanto os esforços cortantes máximos e mínimos são 1,5 e 1,8 vezes maiores, também de modo respectivo.

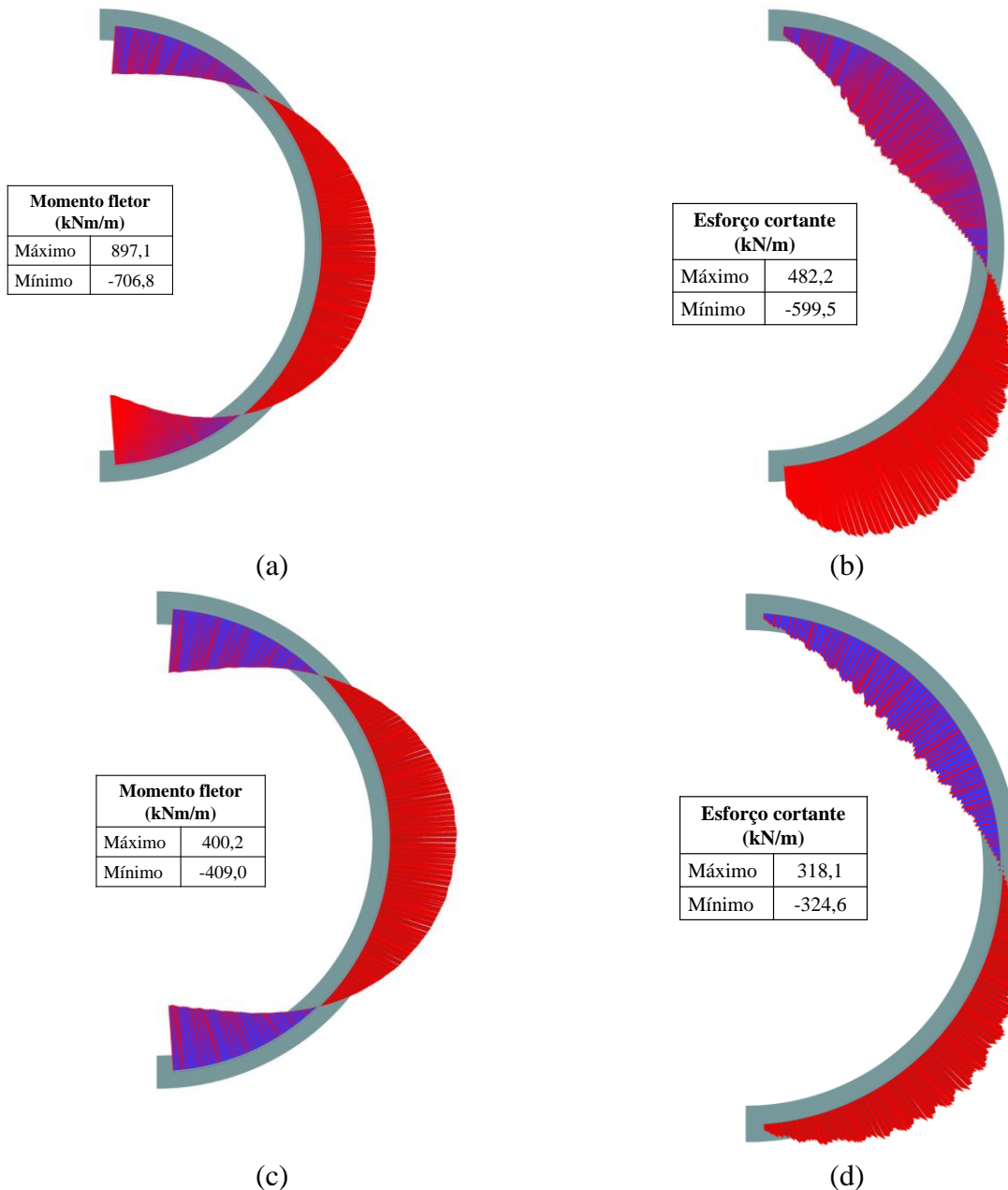


Figura 4-15. Momentos fletores e esforços cortantes nos modelos numéricos: a) Modelo N° 1, momentos fletores; b) Modelo N° 1, esforços cortantes; c) Modelo N° 2, momentos fletores; d) Modelo N° 2, esforços cortantes

Por fim, a observação dos valores da convergência vertical no suporte do túnel (Fig. 4-16) para os modelos numéricos também ratifica o Modelo N° 1 como o mais crítico em uma perspectiva estrutural, de forma que a convergência vertical no suporte do túnel no Modelo N°1 é 4,4 vezes maior do que no Modelo N° 2. Em relação à simulação física, Pérez-León (2023) explica que não foi possível medir a convergência vertical no suporte do Modelo N° 2, ao passo que a convergência vertical aferida no suporte do Modelo N° 1 é quase 3 vezes menor do que a observada na análise numérica. O desenvolvimento das convergências verticais comentadas é apresentada na Fig. 4-16.

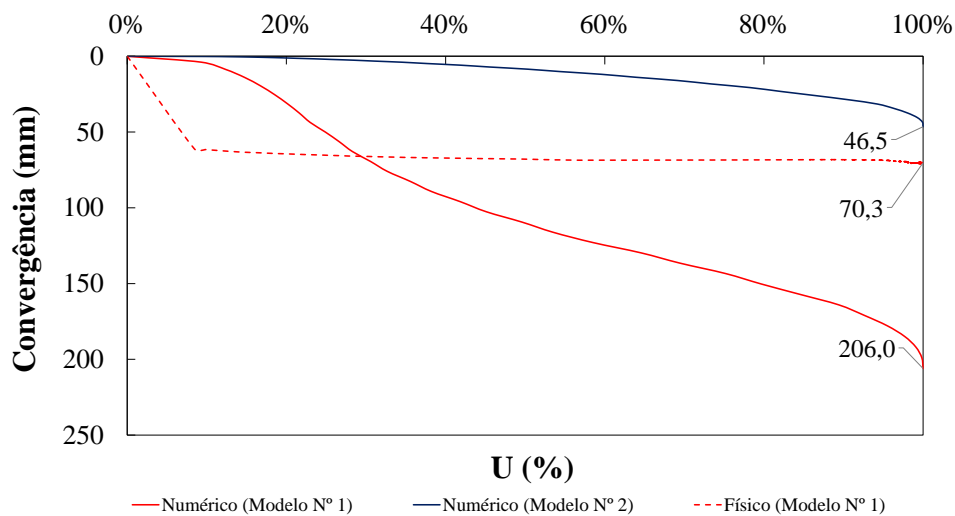


Figura 4-16. Convergência vertical vs U, modelos físico e numérico

4.3 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES INICIAIS

A Fig. 4-18 reapresenta os gráficos das tensões totais ao longo do processo de rebaixamento para os modelos numéricos simulados com a primeira condição inicial (Condição 01). Por sua vez, na Fig. 4-18 são explicitados os gráficos de tensões totais vs. U (%) para os modelos numéricos com a fase inicial definida considerando o túnel já escavado e utilizando-se do método *Gravity loading* para o cálculo do estado inicial de tensões (Condição 02).

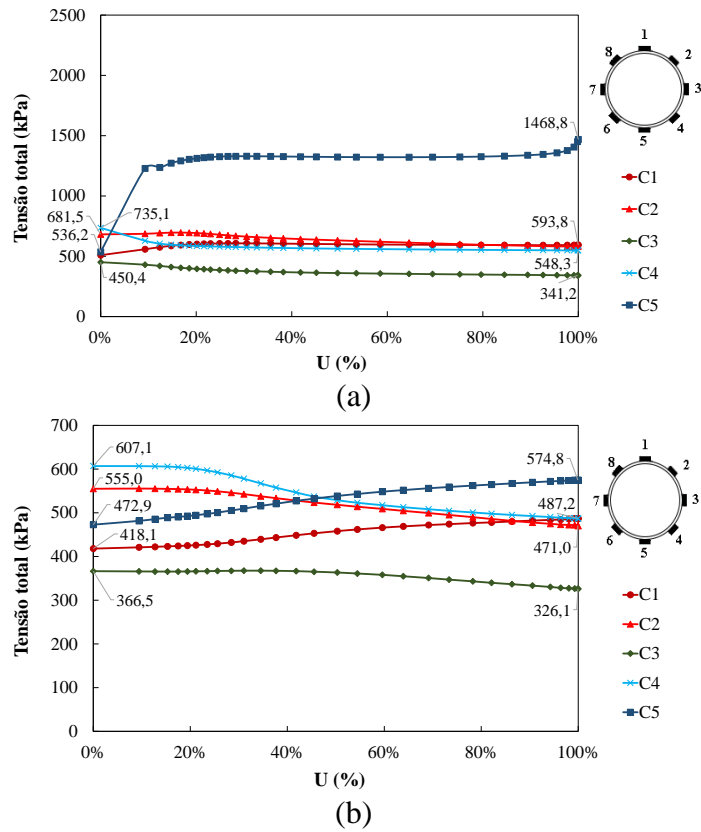


Figura 4-17. Tensões totais vs. U (estado inicial de tensões definido pelo método *Ko Procedure* – Condição 01): a) Modelo N° 1; b) Modelo N° 2

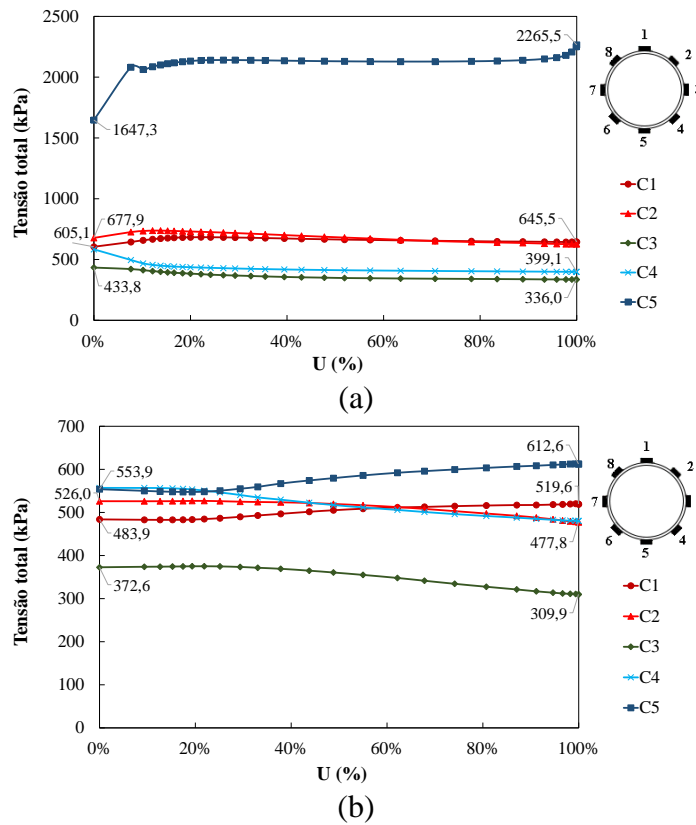


Figura 4-18. Tensões totais vs. U (estado inicial de tensões definido pelo método *Gravity loading* – Condição 02): a) Modelo N° 1; b) Modelo N° 2

Para o Modelo N° 1, a comparação do desenvolvimento das tensões totais apresentado na Fig. 4-18 (a), Condição 02, com o apresentado na Fig. 4-17 (a), Condição 01, revela que a maior variação na tensão total entre as condições avaliadas é observada na base do túnel (C5). No início da simulação, o valor da tensão total vertical nesse ponto é 207% maior na Condição 02. As diferenças nos outros pontos do túnel são menores, sendo entre 0,5% e 21% (C2 e C4) maiores também na Condição 02.

No final do processo de rebaixamento, o valor da tensão total normal em C5 é 54% maior para a Condição 02, enquanto menores variações são observadas para os outros pontos ao redor do túnel. Esses resultados mostram uma grande sensibilidade do comportamento da base do suporte apoiada na camada dura à forma de definição do estado inicial de tensões. Tem-se que a Condição 02 envolve o túnel instalado desde o começo da simulação, portanto, para o método *Gravity loading*, tanto o peso do suporte quanto o peso do solo exercem tensões adicionais em C5 quando comparadas às atuantes na Condição 01.

Para o Modelo N° 2, Fig. 4-17 (b), Condição 01, e Fig. 4-18 (b), Condição 02, observa-se menores variações entre as tensões no início e no fim do processo de rebaixamento. Para $U = 0\%$, a tensão total em C5 é 17% maior na Condição 02, ao passo que nos outros pontos a diferença, com valores menores na Condição 01, varia entre 1,7% a 16% (C3 e C1, respectivamente). Em $U = 100\%$, a maior diferença é registrada em C1, com o valor na Condição 02 sendo 6,7% maior.

Esses resultados apontam que o Modelo N° 2 é menos sensível à maneira de definição das condições iniciais em relação ao Modelo N° 1. Além disso, como também observado no Modelo N° 1, verifica-se que as discrepâncias entre as tensões totais obtidas a partir das diferentes metodologias de definição do estado inicial de tensões tende a diminuir no final do processo de rebaixamento piezométrico.

Por fim, vale destacar que essa análise também indica a Condição 01 como a mais adequada para simular as condições impostas na modelagem física.

4.4 ANÁLISE PARAMÉTRICA

4.4.1 Espessura do suporte

A fim de se avaliar a influência das rigidezes à compressão (EA) e à flexão (EI) do suporte do túnel no desenvolvimento de tensões totais ao longo do processo de rebaixamento, foi realizada uma análise paramétrica variando a espessura do suporte (variável diretamente relacionada com as rigidezes supracitadas). Para ambos os modelos numéricos, é explicitada

na Fig. 4-19 a tensão total normal (σ_n) e a variação da tensão total normal ($\Delta\sigma_n$) no topo (C1) e na lateral (C3) do túnel para espessuras de suporte de 20, 30, 40 e 50 cm, e para U igual a 0% e 100%.

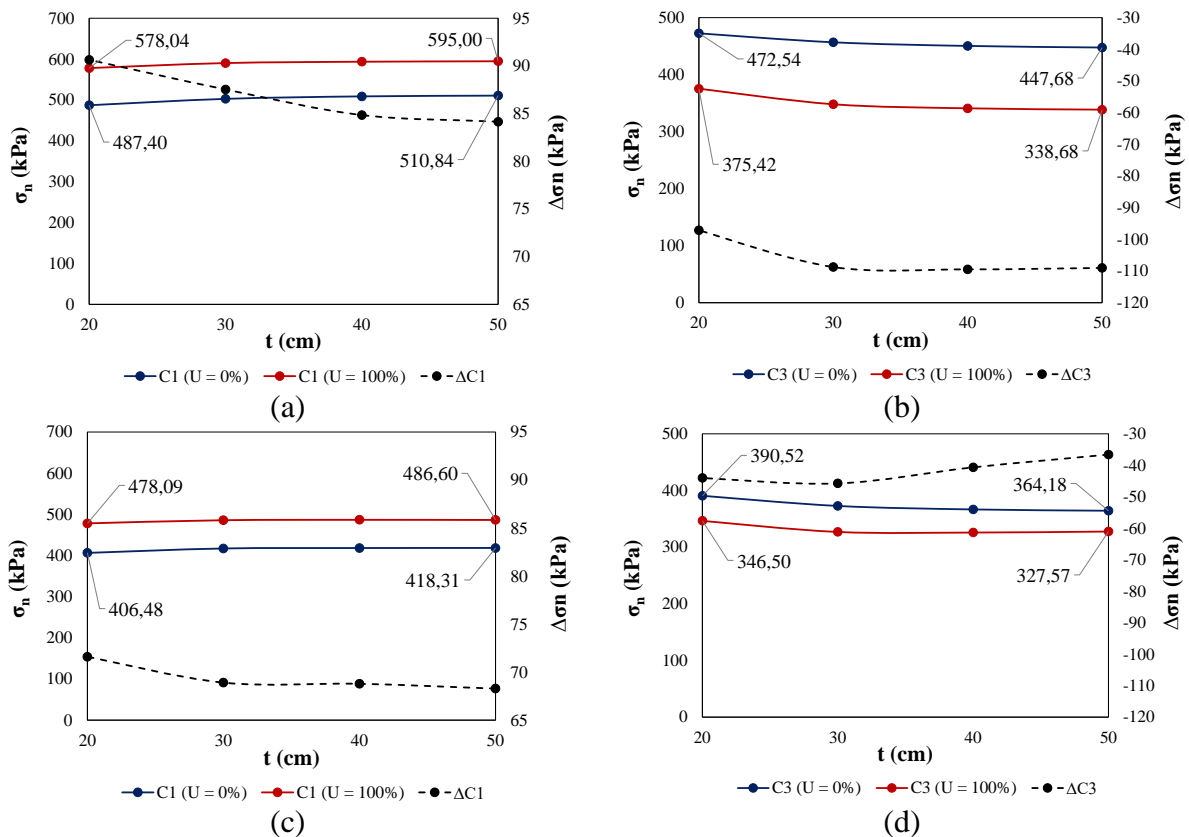


Figura 4-19. Análise paramétrica - Espessura do suporte: a) Modelo N° 1, tensões totais em C1; b) Modelo N° 1, tensões totais em C3; c) Modelo N° 2, tensões totais em C1; d) Modelo N° 2, tensões totais em C3

A análise paramétrica das tensões totais normais no topo e na lateral do suporte (C1 e C3, respectivamente) mostram que quanto maior a espessura do elemento de suporte maior é a tensão total tanto no início quanto no final do processo de rebaixamento no topo do suporte, sendo o oposto para a sua lateral, com tensões totais em $U = 0\%$ e $U = 100\%$ inversamente proporcionais à espessura do elemento. Em relação aos incrementos de tensão total (diferença entre $U = 0\%$ e $U = 100\%$), nota-se que o módulo desse valor decresce de acordo com a espessura do suporte para a maioria dos casos, com exceção de C3 no Modelo N° 1.

Vale ressaltar, contudo, que todas as variações citadas são de pequena magnitude (menores que 10%). De toda forma, tem-se que as maiores tensões em C1 para maiores espessuras de suporte provavelmente estão associadas com o fato de um elemento mais rígido acumular maiores tensões em virtude do atrito negativo gerado no topo do túnel.

Por sua vez, a relação inversamente proporcional entre as tensões totais horizontais em C3 e a espessura do suporte pode ser relacionada com o fato de que um elemento menos

rígido sofre maiores deformações, de forma que maiores forças horizontais são aplicadas pelo suporte no solo. Por esse motivo, as variações das tensões totais normais em C3 de acordo com o aumento da espessura são maiores no Modelo N° 1, cujo suporte se deforma mais como discutido no item 4.2.3.

Por fim, a seguir (Fig. 4-20 a Fig. 4-25) são explicitados os esforços normais, cortantes e momentos fletores para as novas espessuras do elemento de suporte avaliadas (20, 30 e 50 cm). Ademais, na Tab. 4-2 são explicitados os valores de convergência vertical para essas espessuras do suporte.

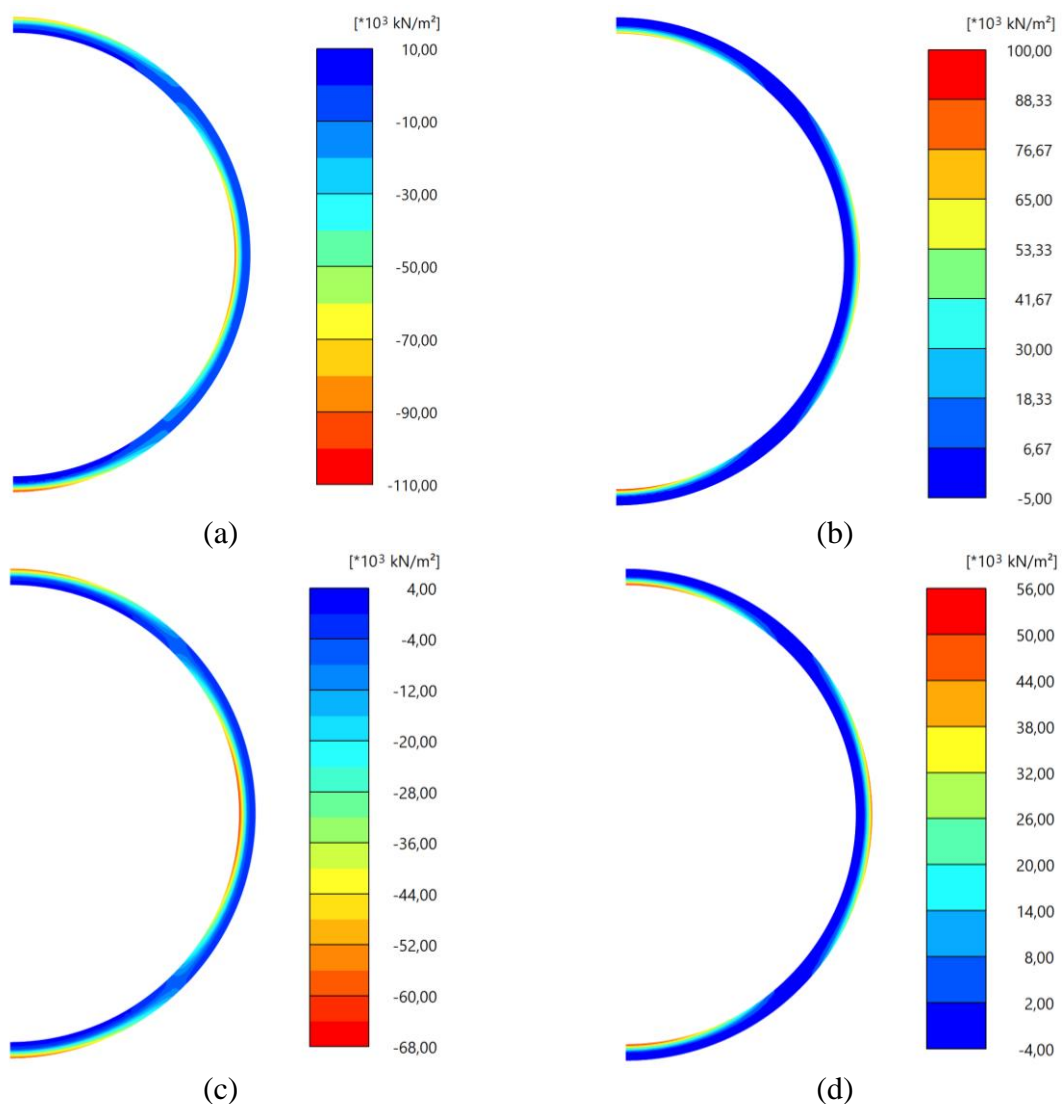


Figura 4-20. Esforços normais no suporte do túnel nos modelos numéricos – t = 20 cm: a) Modelo N° 1, esforços de compressão (σ_1); b) Modelo N° 1, esforços de tração (σ_3); c) Modelo N° 2, esforços de compressão (σ_1); d) Modelo N° 2, esforços de tração (σ_3)

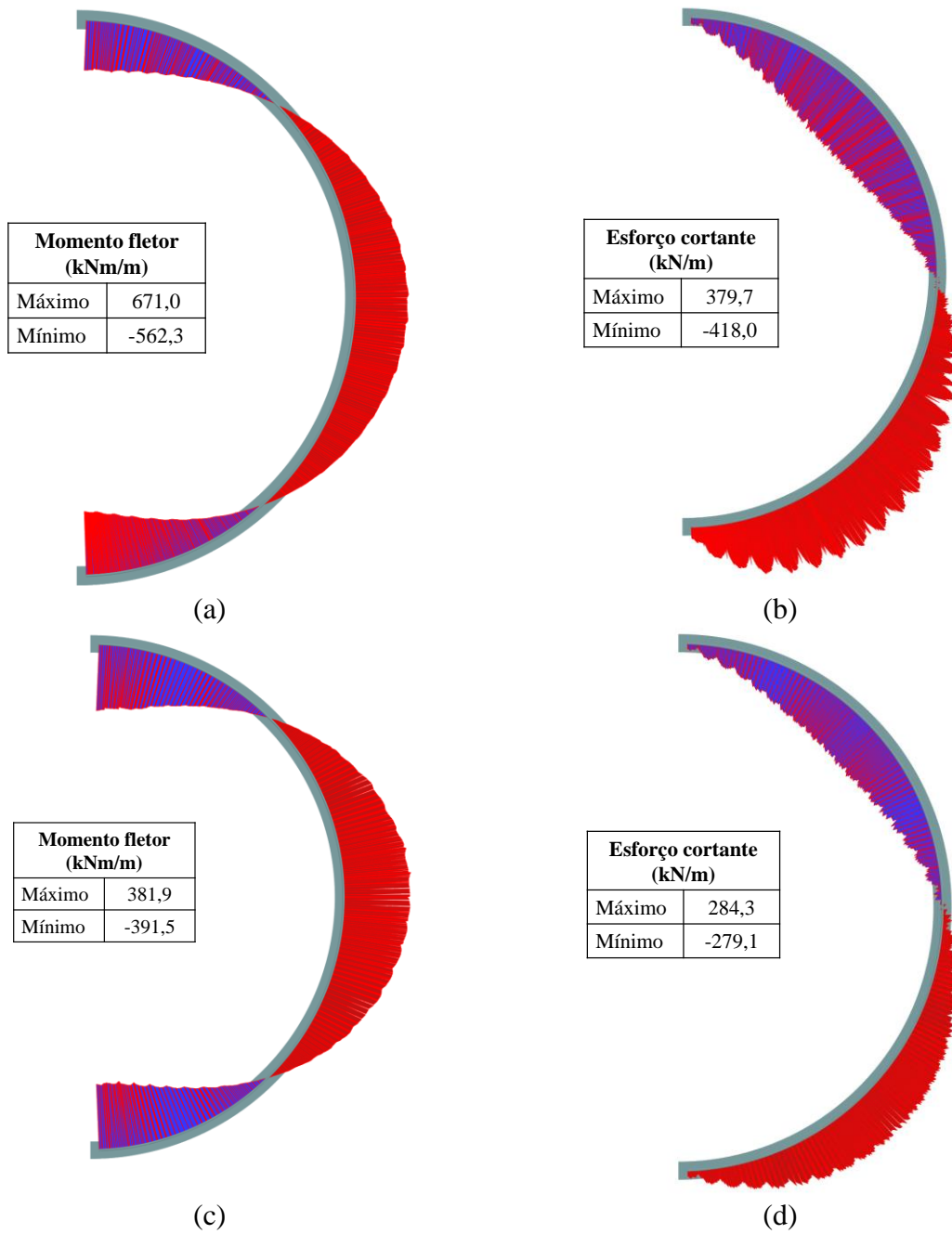


Figura 4-21. Momentos fletores e esforços cortantes nos modelos numéricos – $t = 20$ cm: a) Modelo N° 1, momentos fletores; b) Modelo N° 1, esforços cortantes; c) Modelo N° 2, momentos fletores; d) Modelo N° 2, esforços cortantes

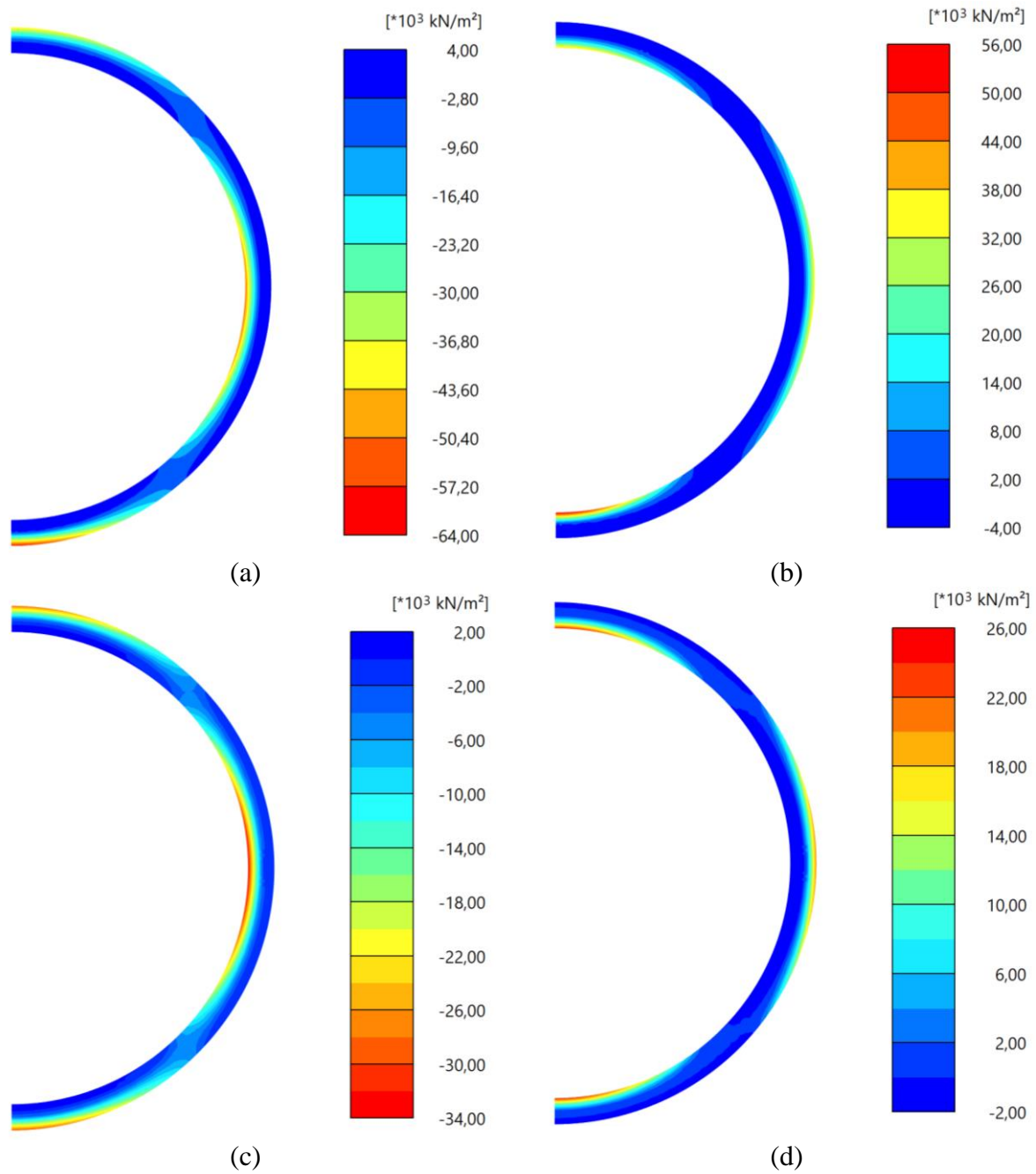


Figura 4-22. Esforços normais no suporte do túnel nos modelos numéricos – $t = 30 \text{ cm}$: a) Modelo N° 1, esforços de compressão (σ_1); b) Modelo N° 1, esforços de tração (σ_3); c) Modelo N° 2, esforços de compressão (σ_1); b) Modelo N° 2, esforços de tração (σ_3)

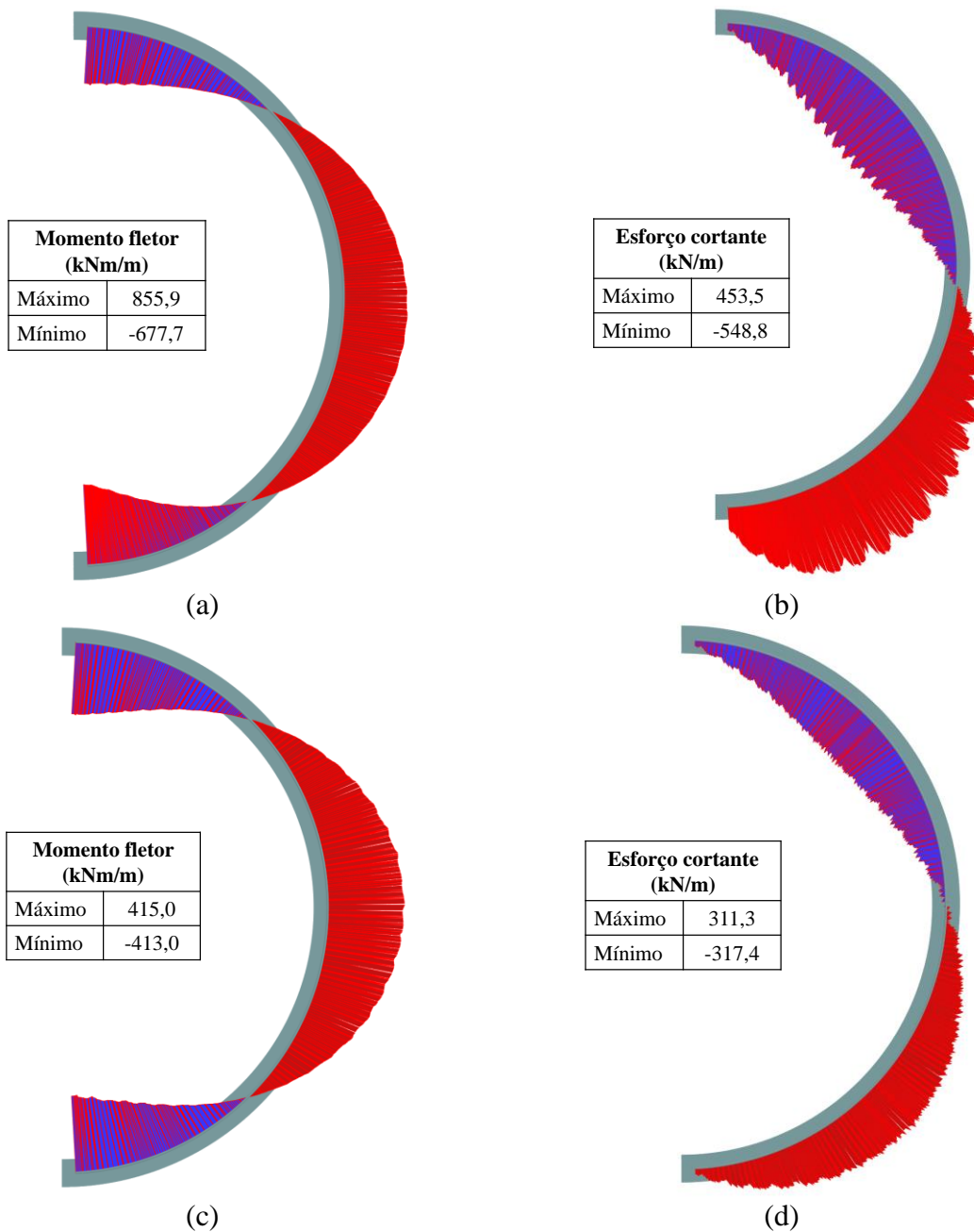


Figura 4-23. Momentos fletores e esforços cortantes nos modelos numéricos – $t = 30$ cm: a) Modelo N° 1, momentos fletores; b) Modelo N° 1, esforços cortantes; c) Modelo N° 2, momentos fletores; d) Modelo N° 2, esforços cortantes

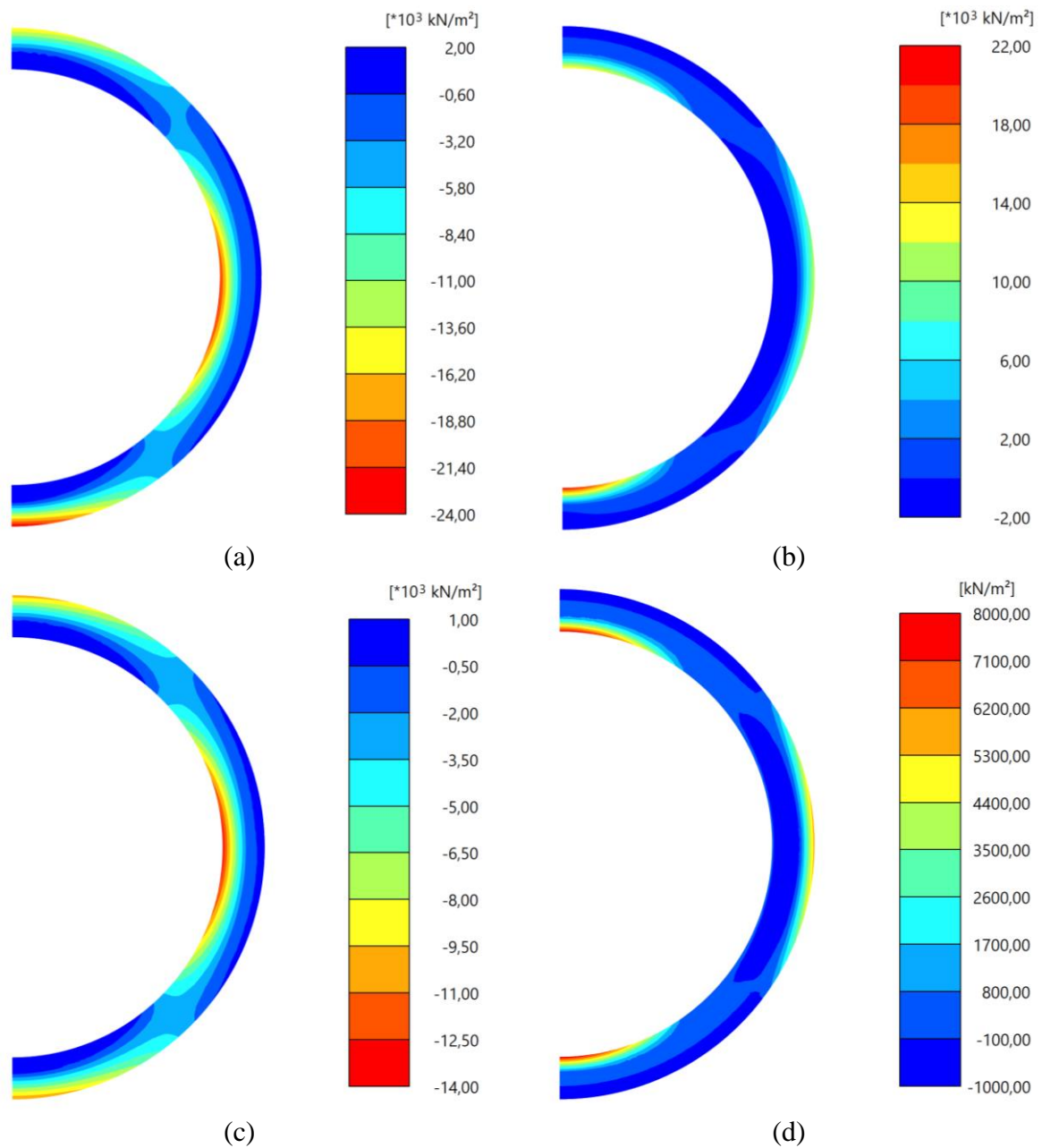


Figura 4-24. Esforços normais no suporte do túnel nos modelos numéricos – t = 50 cm: a) Modelo N° 1, esforços de compressão (σ_1); b) Modelo N° 1, esforços de tração (σ_3); c) Modelo N° 2, esforços de compressão (σ_1); d) Modelo N° 2, esforços de tração (σ_3)

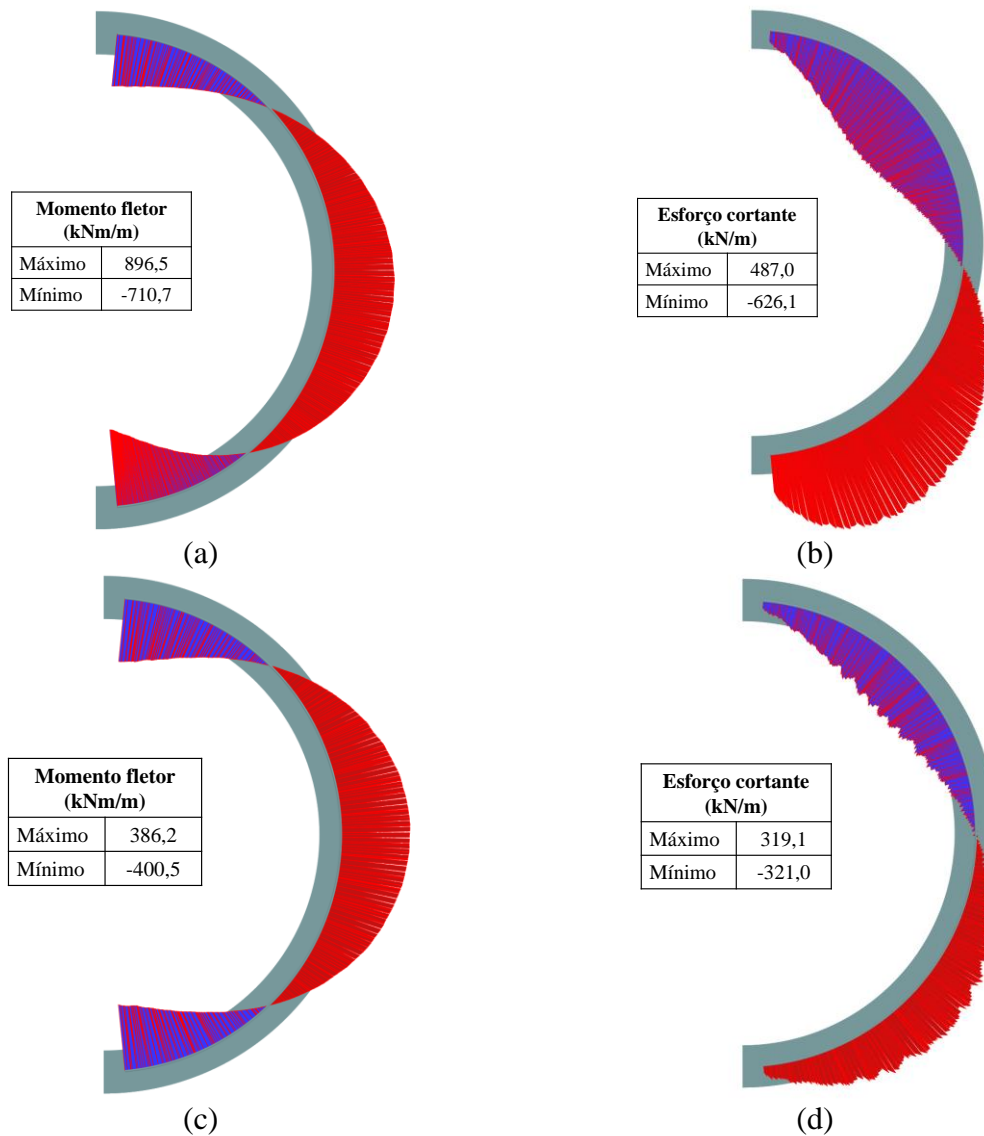


Figura 4-25. Momentos fletores e esforços cortantes nos modelos numéricos – $t = 50$ cm: a) Modelo N° 1, momentos fletores; b) Modelo N° 1, esforços cortantes; c) Modelo N° 2, momentos fletores; d) Modelo N° 2, esforços cortantes

Tabela 4-2. Convergências verticais no suporte do túnel ($t = 20, 30$ e 50 cm)

t (cm)	N° do modelo	Convergência (mm)
20	1	1336,6
	2	461,0
30	1	473,2
	2	122,8
50	1	102,6
	2	21,7

4.4.2 Coeficiente de empuxo em repouso (K_0)

A análise da influência do valor de K_0 no desenvolvimento das tensões totais normais em C1 e C3 ao longo do processo de rebaixamento é apresentada na Fig. 4-26. Foram avaliados, para $U = 0\%$ e $U = 100\%$, valores de K_0 de 0,1, 0,2, 0,3, 0,53, 0,7 e 1,0.

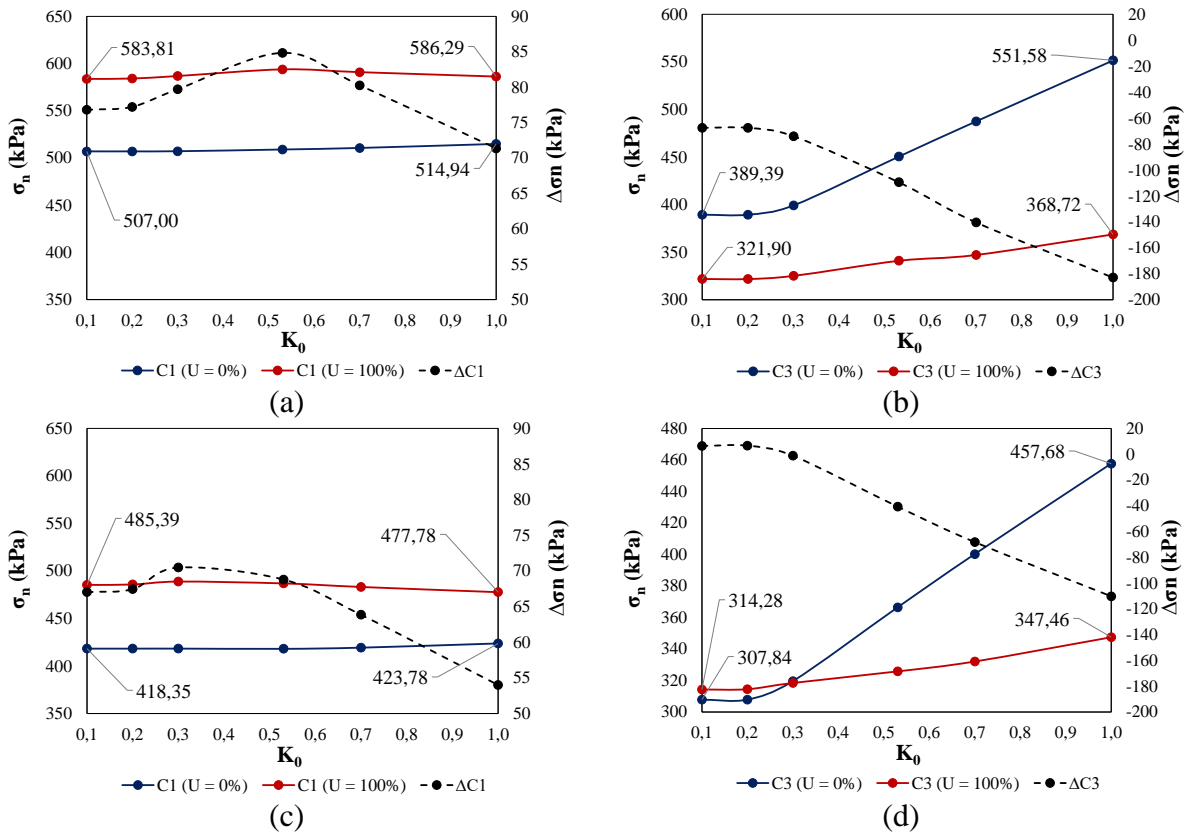


Figura 4-26. Análise paramétrica – K_0 : a) Modelo N° 1, tensões totais em C1; b) Modelo N° 1, tensões totais em C3; c) Modelo N° 2, tensões totais em C1; d) Modelo N° 2, tensões totais em C3

Observa-se em ambos os modelos, a partir da variação de K_0 , que a mudança desse parâmetro é pouco relevante para as tensões totais verticais agindo no topo do túnel, porém é significativa para as tensões totais horizontais na lateral do suporte, sobretudo para as tensões iniciais e/ou o início do rebaixamento ($U = 0\%$). O resultado é congruente com o fato de quanto maior é o valor de K_0 , maior é o empuxo do solo sobre a lateral do túnel, portanto maiores são as tensões registradas nesse ponto. Para K_0 variando de 0,1 a 1,0, para $U = 0\%$, a tensão total em C3 cresce de 389,4 kPa para 551,6 kPa no Modelo N° 1 (acréscimo de 162,2 kPa, 41,6%), e de 307,8 para 457,7 no Modelo N° 2 (acréscimo de 149,9 kPa, 48,7%).

É notável ainda que a diferença entre as tensões totais iniciais e finais em C3 é menor conforme menor é o valor do coeficiente de empuxo em repouso, de forma que para valores muito baixos de K_0 (0,1 e 0,2) no Modelo N° 2, a tensão total horizontal para $U = 0\%$ é menor do que para $U = 100\%$, indicando um aumento da tensão total na lateral do túnel ao longo do

processo de rebaixamento, como obtido nas simulações físicas na centrífuga geotécnica discutidas neste trabalho. Por sua vez, para $K_0 = 0,3$, também no Modelo N° 2, a diminuição da tensão total horizontal em C3 é mínima, por volta de 1 kPa.

A título de comparação, para as camadas de solo mole da Zona Lacustre da Cidade do México, Rodríguez-Rebolledo (2010) reporta valores de coeficiente de empuxo em repouso entre 0,38 e 0,44.

4.4.3 Fator de interação da interface solo-suporte (R_{inter})

A Fig. 4-27 explicita a avaliação do impacto da variação de R_{inter} nas tensões totais normais desenvolvidas no topo e na base do suporte do túnel ao longo do processo de rebaixamento. A análise foi feita para valores de R_{inter} de 0,1, 0,4, 0,7 e 1,0, para tensões totais no início e no final do adensamento regional.

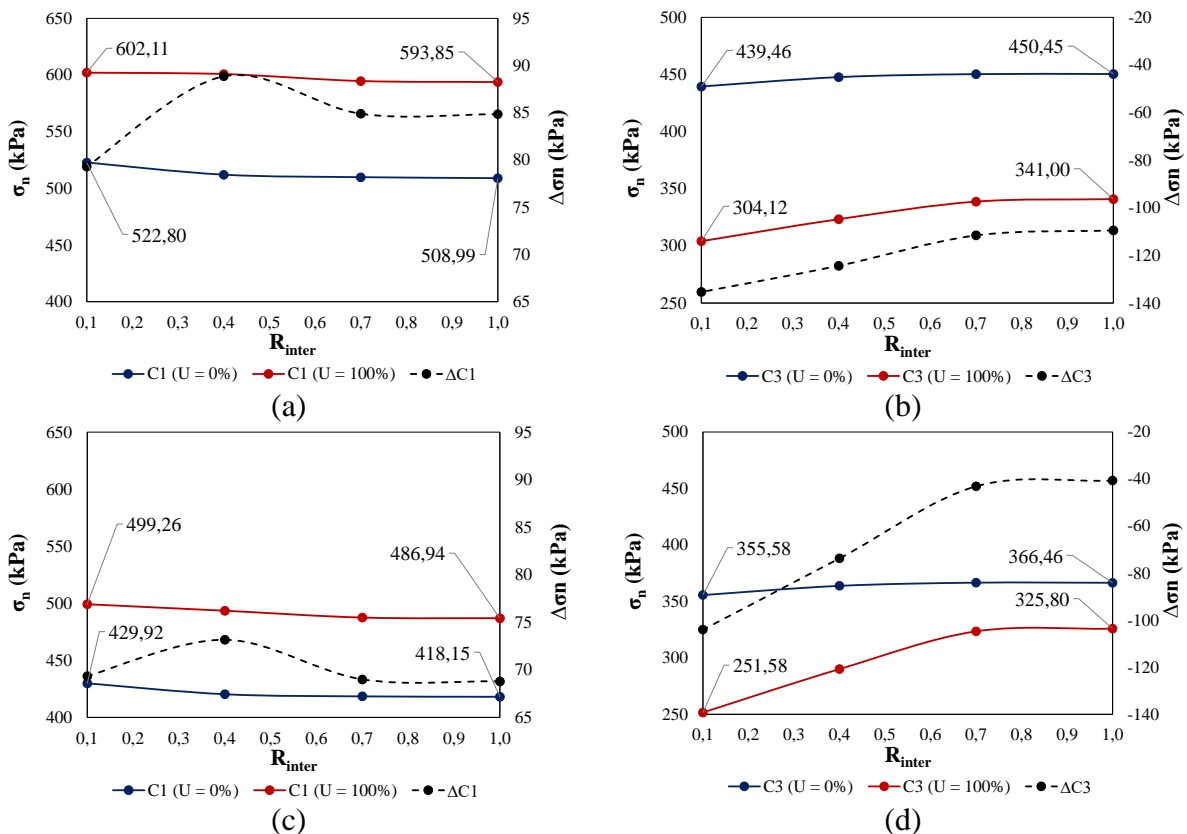


Figura 4-27. Análise paramétrica – R_{inter} : a) Modelo N° 1, tensões totais em C1; b) Modelo N° 1, tensões totais em C3; c) Modelo N° 2, tensões totais em C1; d) Modelo N° 2, tensões totais em C3

A avaliação da variação do valor de R_{inter} permite observar que esse parâmetro, em ambos os modelos, tem pouco impacto para as tensões no início e no fim do rebaixamento em C1, e para as tensões totais para $U = 0\%$ em C3. Nota-se para os Modelos N° 1 e N° 2 que os valores da tensão total vertical, para $U = 0\%$ e $U = 100\%$, diminuem em C1 com o aumento

do valor de R_{inter} , ao passo que as tensões totais normais aumentam em C3 também no início e no fim do processo de rebaixamento.

Para $U = 100\%$, verifica-se em C3 maiores reduções dos valores das tensões totais horizontais conforme se reduz o valor do fator de interação. De acordo com PLAXIS (2022), um menor valor de R_{inter} conduz a um menor valor da resistência e da rigidez da interface, portanto, maiores valores de tensões totais em C1 para menores valores de R_{inter} podem ser justificados por uma maior transferência de tensões para o suporte haja vista a presença de uma interface mais deformável.

Além disso, tem-se que maiores tensões no topo do suporte conduzem a maiores deformações, fazendo com que o aumento do diâmetro horizontal desse elemento gere uma força que contraponha o empuxo do solo nesse ponto, de forma que menores valores de R_{inter} levem a menores valores de tensão total em C3. Essa hipótese é fortalecida pelo fato das maiores variações das tensões totais em C3, nos Modelos N° 1 e N° 2, serem notadas para $U = 100\%$, momento em que as deformações no suporte são máximas.

4.4.4 Razão de sobreadensamento (OCR)

Por fim, é ilustrada na Fig. 4-28 a análise da influência da variação do valor de OCR (valores de 1, 1,2, 1,4 e 1,6) nas tensões totais normais desenvolvidas no suporte do túnel.

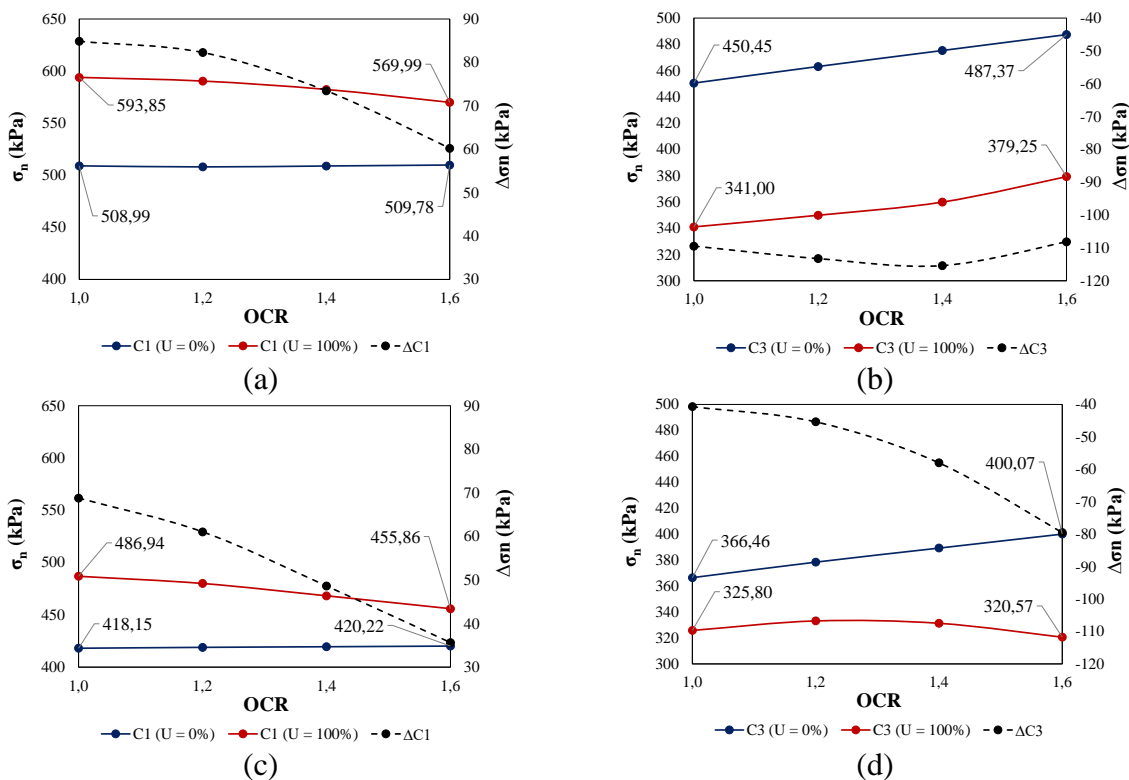


Figura 4-28. Análise paramétrica – OCR: a) Modelo N° 1, tensões totais em C1; b) Modelo N° 1, tensões totais em C3; c) Modelo N° 2, tensões totais em C1; d) Modelo N° 2, tensões totais em C3

Analisando-se os valores das tensões totais em C1 e C3 com a variação do OCR, é possível notar, a partir dos dois modelos, que esse parâmetro tem pouca influência nas tensões totais em C1 no início do processo de rebaixamento. Em C3, todavia, percebe-se um aumento do valor da tensão total horizontal (para $U = 0\%$) diretamente proporcional ao valor do OCR. Maiores valores de OCR indicam solos mais pré-adensados, portanto, mais rígidos. Como consequência, o valor de K_0 desse solo e, portanto, o seu empuxo sobre o ponto lateral do suporte do túnel é maior. A relação entre o valor do K_0 e do OCR no modelo HS é apresentada na Eq. 2.5.

Para $U = 100\%$, tem-se menores valores de tensão total em C1 à medida que o valor de OCR aumenta. Nesse caso, um solo mais rígido, indicado por maiores OCR's, tende a se deformar menos, de forma que a diferença de velocidade entre o deslocamento do suporte e do solo adjacente seja menor, o que faz com que menos atrito negativo seja gerado na parte superior do túnel e menores tensões totais verticais se desenvolvam no suporte em C1.

Por fim, em relação à variação das tensões totais em C3 para $U = 100\%$, tem-se no Modelo N° 1 uma relação diretamente proporcional das tensões totais horizontais com o valor de OCR, o que é congruente com o observado para $U = 0\%$, enquanto no Modelo N° 2 pouca variação é observada.

Vale salientar, como comparativo, que valores de OCR de 1,1 a 1,6 são reportados em Rodríguez-Rebolledo (2010) para a Zona Lacustre da Cidade do México.

4.4.5 Resumo

A Fig. 4-29 ilustra o módulo da variação da tensão total normal desenvolvida no topo e na lateral do suporte túnel no início e no fim do processo de rebaixamento, para os Modelos N° 1 e N° 2, de acordo com os valores mínimo e máximo considerados para cada parâmetro analisado: espessura do suporte (t) de 20 a 50 cm, coeficiente de empuxo no repouso do solo mole (K_0) de 0,1 a 1,0, fator de redução da interface solo-suporte (R_{inter}) de 0,1 a 1,0 e razão de sobreadensamento do solo mole (OCR) de 1,0 a 1,6. A Fig. 4-30 explicita a mesma variação em termos percentuais.

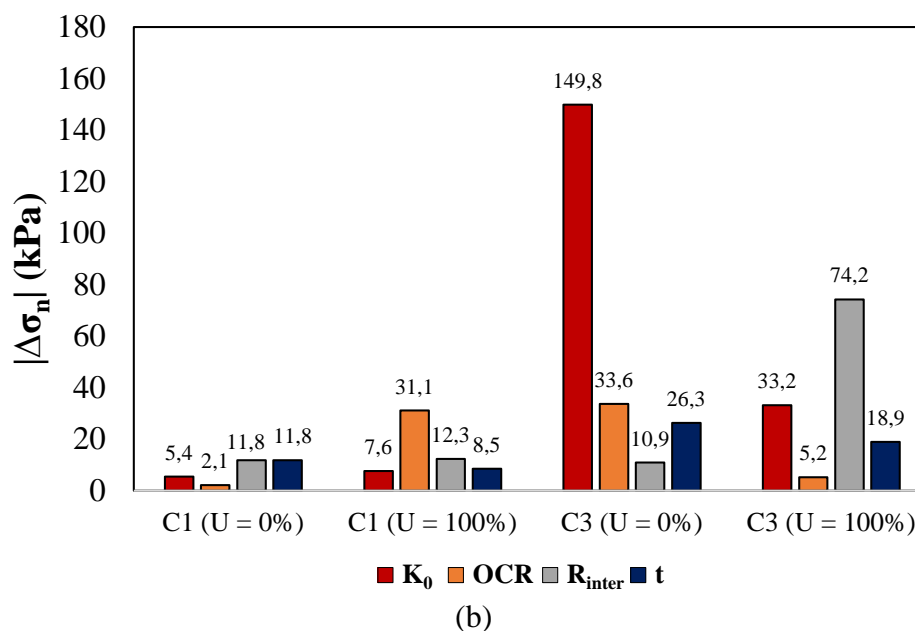
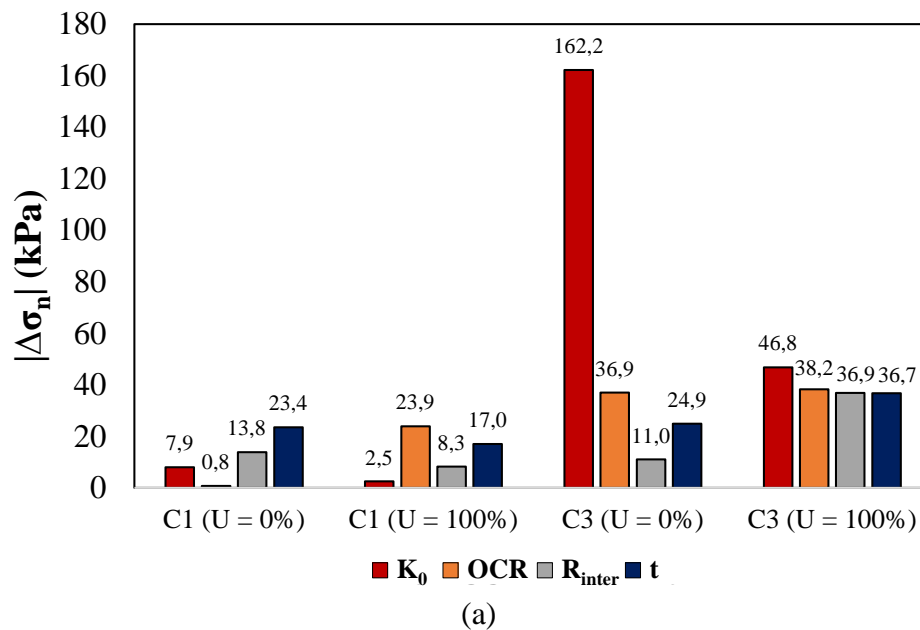
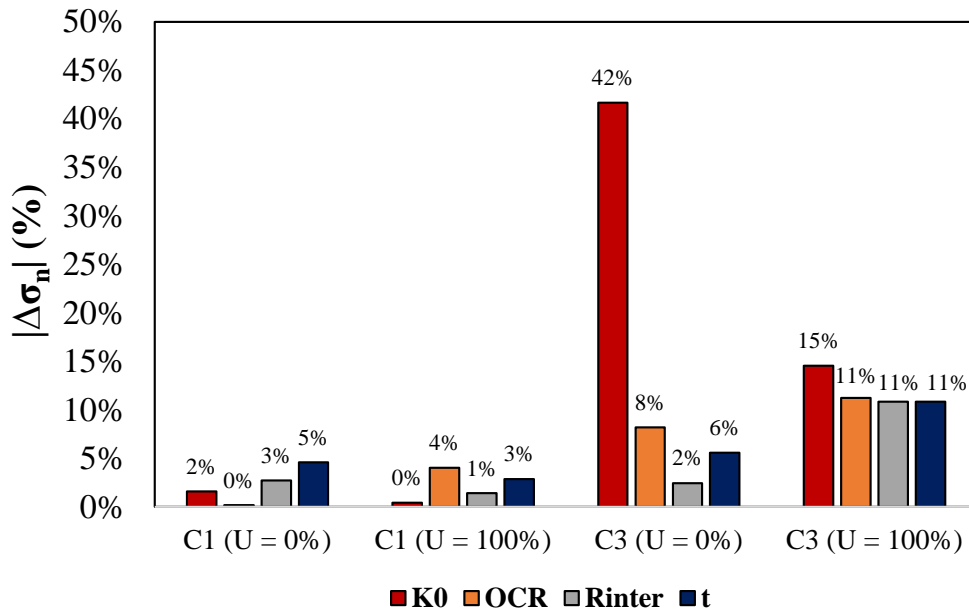
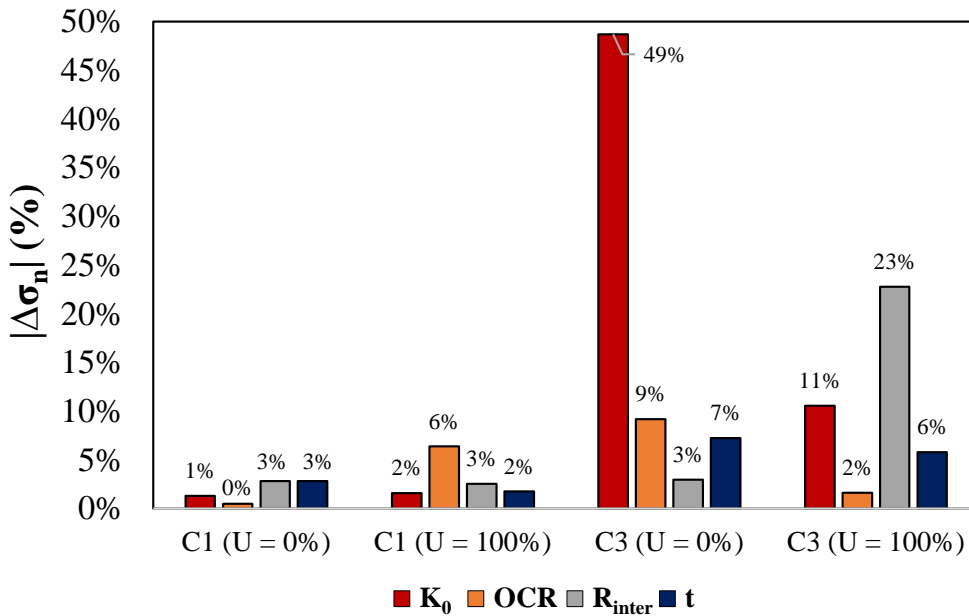


Figura 4-29. Variações das tensões totais normais (valores absolutos) no topo (C1) e na lateral (C3) do túnel no início (U=0%) e no fim (U=100%) do processo de rebaixamento: a) Modelo N° 1; b) Modelo N°2



(a)



(b)

Figura 4-30. Variações percentuais (valores absolutos) das tensões totais normais no topo (C1) e na lateral (C3) do túnel no início (U=0%) e no fim (U=100%) do processo de rebaixamento: a) Modelo N° 1; b) Modelo N°2

A análise das variações das tensões indica que o coeficiente de empuxo em repouso é o parâmetro que mais influencia a magnitude das tensões totais horizontais atuando na lateral do túnel, especialmente no início do processo de rebaixamento. Para $U = 100\%$, o impacto da variação de K_0 também é relevante, só sendo menor que a variação obtida com a mudança do fator de interação da interface solo-suporte (R_{inter}), que, por sua vez, só tem influência significativa no Modelo N°2 para um caso específico: tensões desenvolvidas na lateral do túnel no fim do processo de rebaixamento.

De forma geral, a variação da espessura (t), do OCR e do R_{inter} tem pouca influência nas tensões totais desenvolvidas no topo e na lateral do túnel, com variações de no máximo 11% com a mudança dos valores dos parâmetros, sendo uma exceção o caso de R_{inter} supracitado.

Por fim, vale destacar que embora as tensões totais desenvolvidas no suporte do túnel não variem de forma significativa com a mudança da sua espessura, tem-se que as variações nos valores de convergência vertical, de esforços normais e cortantes e dos momentos fletores são significativas. A título de exemplo, para o Modelo N° 1, comparando elementos de suporte de 20 e 50 cm de espessura, observa-se, respectivamente, esforços máximos de compressão e tração 4,58 e 4,55 vezes maiores no primeiro caso ($t = 20$ cm) (Fig. 4-20: a e b; Fig. 4-24: a e b). Por sua vez, em relação à convergência vertical, o valor aferido no suporte do túnel com 20 cm de espessura é 13 vezes maior do que o aferido no suporte com 50 cm (Tab. 4-2).

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho teve como objetivo a análise numérica do comportamento de túneis em solos moles diante do processo de rebaixamento piezométrico, que induz o fenômeno de subsidência regional, utilizando o Método dos Elementos Finitos e a análise dos resultados de ensaios em centrífuga geotécnica.

Foram desenvolvidos modelos numéricos a partir dos resultados de ensaios físicos de dois modelos construídos de acordo com um caso de referência representativo das condições estratigráficas típicas das zonas lacustres da Cidade do México e de Bogotá. O primeiro modelo (Modelo N° 1) considerou o túnel apoiado em uma camada dura, enquanto o segundo modelo (Modelo N° 2) representou o túnel localizado no meio de uma camada de solo mole. Os resultados das simulações físicas foram utilizados para calibrar e validar a metodologia empregada no desenvolvimento da simulação numérica.

Após a calibração e validação dos modelos numéricos, seus resultados foram utilizados para uma análise detalhada dos ensaios realizados na centrífuga, permitindo a identificação de particularidades e falhas nos dados obtidos durante os testes.

Ao longo da pesquisa, foi observada consistência nos resultados entre os diferentes tipos de simulação, os quais se mostraram congruentes com os resultados encontrados na literatura. Isso indica que tanto os ensaios na centrífuga quanto as análises numéricas por meio do MEF, utilizando o modelo Hardening Soil para descrever o comportamento da camada de solo mole, foram apropriados para a modelagem do caso estudado.

Após a avaliação das poropressões e subsidências desenvolvidas nos dois modelos para os dois tipos de teste (físico e numérico), notou-se que, embora uma poropressão residual tenha sido observada na modelagem física e replicada na modelagem numérica, o processo de rebaixamento foi adequadamente simulado. Os valores de subsidência regional, por volta de 20 cm/ano, foram similares aos reportados na literatura para o fenômeno de subsidência regional na Cidade do México.

A análise das tensões totais desenvolvidas no suporte do túnel revelou diferenças significativas entre as simulações física e numérica no início do processo de rebaixamento, com maiores valores de tensão sendo registrados nas análises numéricas. A título de exemplo, no Modelo N° 1, para $U = 0\%$, a tensão total no ponto C4 é 4,6 vezes maior na simulação numérica, o que indica que provavelmente complexidades envolvidas no processo de preparação e montagem dos modelos físicos conduziram a condições iniciais pouco realistas. Isso, no entanto, parece não ter afetado as tensões totais aferidas no final do processo de

rebaixamento, em que pôde-se observar uma maior compatibilidade entre ambos os tipos de análise.

Foi constatada uma influência relativamente baixa das condições iniciais em uma análise numérica que considerou uma segunda condição inicial (Condição 02) para simulação. Na Condição 02, o túnel foi considerado desde a fase inicial e um método de cálculo diferente foi utilizado para a definição das tensões no início da simulação (*K₀ procedure* para a primeira condição inicial, Condição 01 e *Gravity loading* para a Condição 02). A análise demonstrou que as tensões totais para $U = 100\%$ aproximadamente convergiam na maioria dos casos, independentemente das condições iniciais aplicadas. A exceção a esse padrão foi observada para as tensões totais na base do túnel no Modelo N° 1, cujo valor no fim do processo de rebaixamento foi 54% maior para a Condição 02.

Ambos os tipos de análise indicaram que o cenário retratado no Modelo N° 1, em que o túnel está apoiado na camada dura, é o mais crítico para o suporte do túnel em uma perspectiva estrutural. Isso ocorre porque nesse modelo maiores tensões totais e deformações são desenvolvidas no elemento de suporte em virtude da restrição do seu movimento vertical. Para esse cenário, foram observadas tensões totais normais significativamente maiores na base do túnel (C5), que estava diretamente apoiada na camada dura, como exemplo, na simulação numérica registrou-se em C5 um valor de tensão total 2,6 vezes maior no Modelo N° 1.

Para ambos os modelos, a simulação numérica revelou um aumento da tensão total vertical no topo e na base do túnel, além de diminuição da tensão total horizontal na sua porção lateral, em conformidade com a literatura existente. Por sua vez, na simulação física, obteve-se como resultado na maior parte do experimento aumento das tensões totais nos pontos mencionados, sendo a exceção a esse comportamento causada provavelmente pelo fato de no Modelo N° 2, o túnel ter tido sua movimentação vertical parcialmente restringida, interagindo com as paredes laterais da caixa, e ocasionando o descarregamento da sua base (C5).

Quanto às tensões totais normais na lateral do túnel nas simulações físicas, verificou-se aumento desses valores ao longo do adensamento regional para ambos os modelos. Esse aumento pode ter sido um reflexo de um estado inicial de tensões pouco coerente, como anteriormente comentado, ou estar relacionado a outros fatores que influenciam as pressões laterais atuando nessa zona.

Uma análise paramétrica variando a espessura do elemento de suporte, o coeficiente de empuxo em repouso do solo mole (K_0), o fator de redução da interface solo-suporte (R_{inter})

e a razão de sobreadensamento (OCR) revelou que K_0 é a variável que mais influencia a magnitude das tensões totais horizontais atuando na lateral do túnel, principalmente no início do processo de rebaixamento. Para $U = 0\%$, uma comparação dos valores mínimos e máximos de K_0 revelou um aumento da tensão total em C3 de 42% no Modelo N° 1 e de 49% no Modelo N° 2, de acordo com o aumento do valor do parâmetro.

Quanto às deformações desenvolvidas no elemento de suporte, apesar das discrepâncias entre as magnitudes, deformações nos modelos físicos na ordem de $\mu\text{m}/\text{m}$ e nos modelos numéricos na ordem de mm/m , percebeu-se para os dois tipos de modelagem e em ambos os modelos um aumento positivo das deformações no topo e na base da estrutura ao longo do processo de rebaixamento (tração das fibras internas), além de um incremento negativo na lateral do suporte (compressão das fibras internas). Esses resultados indicam diminuição e aumento dos diâmetros vertical e horizontal, respectivamente (elipse horizontal), e são congruentes com o que é reportado na literatura.

Para ambos os tipos de simulação, também foram notadas maiores deformações (em módulo) em todos os pontos para o Modelo N°1, o que, como esperado, resultou em maiores esforços normais, cortantes e momentos fletores nesse cenário. Por sua vez, para os pontos 2 e 4 (topo lateral e base lateral) foram notados comportamentos distintos entre as simulações física e numérica, estando isso provavelmente relacionado com os fatores que influenciam a pressão horizontal na lateral do túnel como supracitado.

Por fim, a seguir são destacadas sugestões e recomendações para trabalhos futuros:

- Comparar diferentes modelos constitutivos para descrição do comportamento do solo mole, a fim de investigar como as particularidades do modelo podem influenciar no comportamento do túnel diante do fenômeno de subsidência regional;
- Investigar, em cenários de subsidência regional, diferentes hipóteses de rebaixamento piezométrico;
- Investigar a influência da rigidez da camada compressível no comportamento do túnel à longo prazo diante do fenômeno de subsidência regional;
- Realizar ensaios físicos que permitam investigar a influência do valor de K_0 para as tensões e deformações desenvolvidas na lateral do elemento de suporte do túnel;
- Analisar a influência do adensamento secundário (*creep*) e da anisotropia do solo mole no comportamento a longo prazo de túneis submetidos ao rebaixamento piezométrico;

- Estudar o impacto da consideração de um elemento de suporte permeável no comportamento a longo prazo do túnel submetido ao processo de rebaixamento piezométrico, tanto física quanto numericamente;
- Realizar modelos físicos e numéricos que considerem o suporte primário verdadeiramente segmentado, composto por aduelas;
- Em cenários de subsidência regional, investigar por meio de simulações numéricas tridimensionais o impacto do processo construtivo do túnel no comportamento a longo prazo do meio e do elemento de suporte.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2014). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – NBR 6118. Rio de Janeiro, RJ, 238p.
- AGUILAR-TÉLLEZ, M.A., RANGEL-NÚÑEZ, J.L., COMULADA-SIMPSON, M., AUVINET-GUICHARD, G., MÉNDEZ-MARROQUIN, R. & MAIDL, U. (2012). Mexico City deep eastern drainage tunnel. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Giulia Viggiani, Roma: 3-20.
- ALBERRO, J. (1983). Presiones de roca en túneles e interacción roca-revestimiento, Instituto de Engenharia, UNAM.
- ARENALDI-PERISIC, G., OVALLE, C. & BARRIOS, A. (2019). Compressibility and creep of a diatomaceous soil. *Engineering Geology* 258, 105145. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105145>.
- ARIIZUMI, T., IGARASHI, H., KANEKO, S., NAGATANI, H., YAMAZAKI, T., KUSAKABE, O. (2003). Variation of the load acting on established shield tunnel lining induced by settlement due to consolidation of ground. *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, 750(III-65), pp. 115-134. (em japonês).
- 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.
- ATKINSON, J. H. & POTTS, D. M. (1976). Subsidence above shallow circular tunnels in soft ground, Dept. of Engineering, University of Cambridge, Report CUED/CSOils/T.R.27.
- AUVINET G., MÉNDEZ E., JUÁREZ M. (2017). Recent information on Mexico City subsidence. *Proc. 19th Int. Conf. Soil Mech. and Geotech. Eng.*, Seoul, 3295-3298.
- BAI, Y. (2019). *Underground Engineering. Planning, Design, Construction and Operation of the Underground Space*. Academic Press, Elsevier Inc. Londres, Reino Unido.
- 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.
- BATHE, K-J. (1996). *Finite Element Procedures*. Prentice-Hall, Inc.
- BERNAT, S & CAMBOU, B. (1998). Soil-structure Interaction in Shield Tunnelling in Soft Soil. *Computers and Geotechnics*, 22(3/4): 221-242.
- BOBYLEV, N. (2016). Underground space as an urban indicator: Measuring use of subsurface. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Volume 55. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2015.10.024>.
- BRADBURY, J. (2004). Nature's Nanotechnologists: Unveiling the Secrets of Diatoms. *PLoS Biol* 2(10): e306. <https://doi.org/10.1371/journal.pbio.0020306>.
- CAICEDO, B., MENDOZA, C., LIZCANO, A., LÓPEZ-CABALLERO, F. (2019a). Some contributions to mechanical behaviors of lacustrine deposit in Bogotá, Colombia. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 11 (2019) 837-849. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.12.016>.
- CAICEDO, B., MENDOZA, C., LÓPEZ-CABALLERO, F. & LIZCANO, A. (2018). Behavior of diatomaceous soil in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia. *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, 10, 367–379.

- CAICEDO, B., ZULUAGA, D., SLEBI, C. (2019b). Effects of micro-features of fossil diatom on the macroscopic behaviour of soils. *Géotechnique Lett.*, 9, 322–327.
- CHAPMAN, D., METJE, N., STÄRK, A. (2018). Introduction to tunnel construction. Segunda edição. CRC Press. Boca Raton, USA, 416 p.
- CORDÃO NETO, M. P. (2005). Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 152 p.
- CRAIG, W. H. (1995). Centrifuges: Past, Present and Future. In: TAYLOR, R. N. *Geotechnical Centrifuge Technology*. Londres: Taylor & Francis, p. 1-19.
- DAS, B. M. & SOBHAN, K. (2018). Principles of Geotechnical Engineering. Nona edição. Cengage Learning. Boston, EUA.
- DAS, B. M. (2019). Advanced Soil Mechanics. Quinta edição. CRC Press, Taylor & Francis Group, LLC. Boca raton, Florida.
- DHATT, G., TOUZOT, G., LEFRANÇOIS, E. (2012). Finite Element Method. ISTE Ltd, John Wiley & Sons, Inc.
- FAGAN, M. J. (1992) Finite Element Analysis: Theory and Practice. Longman Group UK.
- FARJEAT, E. & 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.
- FISH, J. & BELYTSCHKO, T. (2007). A first course in finite elements. JohnWiley & Sons, Ltd.
- FLORES-LÓPEZ, F.A. (2010). Análisis del comportamiento estático de túneles excavados en suelos blandos. Dissertação de mestrado em engenharia, Universidad Nacional Autónoma de México, Cidade do México, México, 154 p.
- GARCÍA, M. M., MORALES, L. D., ÁLVAREZ, A. Z. (2022). Elaboración de guías de prevención y mitigación del riesgo en zonas propensas a hundimiento y agrietamiento del terreno. Fascículo de hundimiento y agrietamiento del terreno. Sistema nacional de proteção civil do México. Coordenação nacional de proteção civil. Centro nacional de proteção de desastres.
- GDF – Gobierno del Distrito Federal (2004). Zonificación geotécnica de la ciudad de México.
- HEPING, X., YANHUI, Z., YIYAN, C., QI, P., ZHIYI, L., JIANBO, Z. (2021). A case study of development and utilization of urban underground space in Shenzhen and the Guangdong-Hong Kong-Macao Greater Bay Area. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Volume 107. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103651>.
- HERNÁNDEZ-ESPRIÚ, A., REYNA-GUTIÉRREZ, J. A., SÁNCHEZ-LEÓN, E., CABRAL-CANO, E., CARRERA-HERNÁNDEZ, J., MARTÍNEZ-SANTOS, P., MACÍAS-MEDRANO, S., FALORNI, G., COLOMBO, D. (2014). The DRASTIC-Sg model: an extension to the DRASTIC approach for mapping groundwater vulnerability in aquifers subject to differential land subsidence, with application to Mexico City. *Hydrogeology Journal*. DOI 10.1007/s10040-014-1130-4.
- HOLZER, T. L. (1981). Preconsolidation stress of aquifer systems in areas of induced land subsidence. *Water Resources Research*, 17(3): 693–704. doi:10.1029/WR017i003p00693.

- IDINGER, G., AKLIK, P., WU, W. & BORJA, R.I. (2011). Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel. *Acta Geotech.* 6, 105–117. <https://doi.org/10.1007/s11440-011-0139-2>.
- JALLOW, A., OU, C-Y., LIM, A. (2019). Three-dimensional numerical study of long-term settlement induced in shield tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 88, Pages 221-236, ISSN 0886-7798. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.02.021>.
- JIN, H., YUAN, D., ZHOU, S., ZHAO, D. (2022). Short-Term and Long-Term Displacement of Surface and Shield Tunnel in Soft Soil: Field Observations and Numerical Modeling. *Appl. Sci.* 2022, 12, 3564. <https://doi.org/10.3390/app12073564>.
- JONES, D. (2022). *Soft Ground Tunnel Design*. Primeira edição. CRC Press, Taylor & Francis Group, LLC. Boca raton, Florida.
- KEMPFERT, H-G. & GEBRESELASSIE, B. (2006). *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Springer. Holanda.
- KO, H.Y. (1988). Summary of the state-of-the-art in centrifuge model testing. *Centrifuge in Soil Mechanics*, p.11-28.
- KOCHEN, R. (1992). Túneis em Solo. Comitê Brasileiro de Tüneis, (Primeiro Encontro Técnico do CBT), 1–27.
- KOLYMBAS, D. (2005). *Tunelling and Tunnel Mechanics. A Rational Approach to Tunnelling*. Springer. Alemanha.
- 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.
- LIU, G. R. & QUEK, S. S. (2013). *The Finite Element Method: A Practical Course*. Butterworth-Heinemann, Elsevier. Segunda Edição.
- LOPES, A. B. S. do P. (2016). Estudo da proposta de uma centrífuga geotécnica para a Universidade de Brasília. Monografia de projeto final em engenharia civil. Faculdade de tecnologia. Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- 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.
- MADRIGAL, M. C., BOTERO, E., DIAZ-ÁVALOS, C. (2022). Assessment of the regional subsidence in the lacustrine zone of Mexico City using a geostatistical mode. *Environmental Earth Sciences*. 81:381. <https://doi.org/10.1007/s12665-022-10492-9>.
- MAIDL, B., THEWES, M., MAIDL, U. (2013). *Handbook of Tunnel Engineering. Volume I: Structures and Methods*. Wilhelm Ernst & Sohn. Berlim, Alemanha.
- MANSOUR, M. F., EL-NAHHAS, F. M., ELSHANAWANY, A. M. (2021). Short and Long-term Behaviours of Bored Tunnels in Port-Said Clay. *Geotech Geol Eng* 39, 4563–4580. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01784-1>.
- MERRIAM-WEBSTER.COM (2023). “Tunnel”. Disponível em: <<https://www.merriam-webster.com/dictionary/tunnel>>. Acesso em: 10 de fevereiro de 2024.
- NG, C. W. W., LIU, G. B., LI, Q. (2013). Investigation of the long-term tunnel settlement mechanisms of the first metro line in Shanghai. *Canadian Geotechnical Journal*. 50(6): 674-684. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0298>.

- NG, C.W.W. (2014). The state-of-the-art centrifuge modelling of geotechnical problems at HKUST. *J. Zhejiang Univ.-Sci.* 15, 1–21. <https://doi.org/10.1631/jzus.A1300217>.
- OBLOZINSKY, P. & KUWANO, J. (2004). Centrifuge experiments on stability of tunnel face. *Slovak journal of civil engineering*.
- OVALLE, C. & ARENALDI-PERISIC, G. (2020). Mechanical behaviour of undisturbed diatomaceous soil, *Marine Georesources & Geotechnology*, DOI:10.1080/1064119X.2020.1720049.
- PACHECO, D.C.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 em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 117 p.
- PACHEN, H. M. A, BRASSINGA, H. E., BEZUIJEN, A. (2006). Geotechnical centrifuge tests to verify the long-term behaviour of a bored tunnel. In *Tunnelling. A Decade of Progress. GeoDelft 1995-2005*. Taylor & Francis Group, LLC.
- PALOMINO, A.M., KIM, S., SUMMITT, A. & FRATTA, D. (2011). Impact of diatoms on fabric and chemical stability of diatom–kaolin mixtures. *Appl. Clay Sci.* 2011, 51, 287–294.
- PÉREZ-LEÓN, 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.
- PÉREZ-LEÓN, R.F., RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J.F., CAICEDO, B. (2022). Stiffness and strength parameters for the hardening soil model of a reconstituted diatomaceous soil. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 27(1): 479-499; doi: 10.1080/19648189.2022.2051077
- PHILLIPS, R. (1995). Centrifuge modelling: practical considerations. In: TAYLOR, R. N. *Geotechnical Centrifuge Technology*. Londres: Taylor & Francis, p. 35-61.
- PLAXIS (2022). *Plaxis CONNECT Edition V22.02, Material Models Manual*. Última atualização: 26 de Agosto de 2022. Bentley.
- RAO, S. S. (2018). *The Finite Element Method in Engineering*. Butterworth-Heinemann, Elsevier. Sexta Edição.
- RESÉNDIZ, D. & ROMO, M. P. (1981). Settlements upon soft-ground tunnelings: Theoretical solution, in *Soft-Ground Tunnelling: Failures and Displacements*. AA Balkema, Rotterdam, March, pp 65-75.
- RINCÓN, C.L. & RODRÍGUEZ, E. (2001). Centrifuge Physical Modeling of a Wall without Anchors in a Soft Clay (em espanhol). Tesis de Maestría en Geotecnia, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes. Bogotá D. C. Colombia, 129 p.
- RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J. F. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México. Tese de doutorado em geotecnia. Universidad Nacional Autónoma de México.
- RODRÍGUEZ-REBOLLEDO, J. F., AUVINET, G., AGUIAR, M. A, 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-REBOLLEDO, 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.
- ROGATO, A. & DE TOMASI, E. (2020). Physical, Chemical, and Genetic Techniques for Diatom Frustule Modification: Applications in Nanotechnology. *Appl. Sci.* 2020, 10, 8738; doi:10.3390/app10238738.
- ROMO, M. P. & RESÉNDIZ, D. (1982). Observed and computed settlements in a case history, 4th Int. Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Edmonton, Canadá, junho, Vol. 2, pp 597-604.
- ROMO, M. P. (1983). Asentamientos inducidos por tuneleo en suelos blandos, Instituto de Engenharia do Departamento do Distrito Federal, outubro.
- ROMO, M. P. (1985). Soil movements induced by slurry shield tunneling, Session 5A, XI International Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 172-207.
- ROMO, M. P., DÍAZ, C., RESÉNDIZ, D. (1978). Método para estimar asentamientos causados por la construcción de un túnel en suelos blandos. Informe Interno, Instituto, Projeto 8082, dezembro.
- SHEN, S-L., WU, H-N., CUI, Y-J., YIN, Z-Y. (2014). Long-term settlement behaviour of metro tunnels in the soft deposits of Shanghai. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volume 40, Pages 309-323, ISSN 0886-7798. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.10.013>.
- SHIN, J. H., ADDENBROOKE, T. I., POTTS, D. M. (2002). A numerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour. *Géotechnique* 52, No. 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.
- SIG – Sistema de Información Geográfica (2008). Laboratorio de Geoinformática. Instituto de Ingeniería, UNAM, <http://pumas.iingen.unam.mx/geoinformatica/index.html>.
- SILVA, A. R. C. (2022). Modelagem computacional via MEF da interação solo-estrutura de sistemas eólicos. Dissertação de mestrado em geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- SLEBI-ACEVEDO, C., ZULUAGA-ASTUDILLO, D., RUGE, J. & CASTRO-FRESNO, D. (2021). Influence of the Diatomite Specie on the Peak and Residual Shear Strength of the Fine-Grained Soil. *Appl. Sci.*, 11, 1352.
- SOGA, K., LAVER, R. G., LI, Z. (2017). Long-term tunnel behaviour and ground movements after tunnelling in clayey soils. *Underground Space*, Volume 2, Issue 3, Pages 149-167, ISSN 2467-9674. <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2017.08.001>.
- SURARAK, C., 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* 2012;52(4):682–697. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.009>.
- TAHER, M. & JESSBERGER, H. L. (1991). The behavior of pile-raft foundation, investigated in centrifuge model tests. *Centrifuge 91*, ISME, Rotterdam, Germany: 225-234.

- TATIYA, R. (2017). *Civil Excavations and Tunnelling. A practical guide*. Segunda edição. ICE Publishing. Londres, Reino unido.
- TAYLOR, R. N. (1995). Centrifuges in modelling: principles and scale effects. In: TAYLOR, R. N. *Geotechnical Centrifuge Technology*. Londres: Taylor & Francis, p. 1-34.
- TENDER, M. L., COUTO, J. P., BRAGANÇA, L. (2017). The role of underground construction for the mobility, quality of life and economic and social sustainability of urban regions. *REM - International Engineering Journal*, 70(3), 265–271. <https://doi.org/10.1590/0370-44672016700151>.
- TEO, P. L. & WONG, K. S. (2012). Application of the Hardening Soil model in deep excavation analysis, *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 5:3, 152-165, DOI: 10.1080/19373260.2012.696445.
- TERZAGHI, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Vienna, Austria.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley. Nova Iorque, EUA.
- VILLAGRÁN-ALEGRÍA, J. M.; MARTINEZ-GALVÁN, S. A.; JUÁREZ-CAMARENA, M. (2022). Análisis numérico de un revestimiento de túnel segmentado sometido a consolidación regional. 6º Simposio Internacional de Túneles y Lumbreras en Suelos Y Rocas. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas. Cidade do México, México.
- WARD, W. H. & THOMAS, H. S. H. (1965). The Development of Earth Loading and Deformation in Tunnel Linings in London Clay. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Montréal).
- WONGSAROJ, J., SOGA, K., MAIR, R. J. (2007). Modelling of long-term ground response to tunnelling under St James's Park, London. *Geotechnique* 57, No. 1, 75–90.
- ZAHAJSKÁ, P., OPFERGELT, S., FRITZ, S. C., STADMARK, J. & CONLEY, D. J. (2020). What is diatomite? *Quaternary Research* 96, 48–52. <https://doi.org/10.1017/qua.2020.14>.
- ZALDIVAR, S. (2013). Metodología para el análisis y diseño de conexiones Túnel-Lumbrera y Túnel-Túnel en Suelos blandos sometidos a hundimiento regional. Dissertação de mestrado, Programa de mestrado e doutorado em engenharia, Universidad Nacional Autónoma de México, DF.
- ZEPEDA, C. (2019). *Bacillariophyta Diatomeas Guía Didáctica*; Universidad Autónoma del Estado de México: México City, México, 2019; Volume 1, pp. 1–50.
- ZHANG, D-M., HUANG, H-W., HICHER, P-Y. (2017). Numerical prediction of long-term settlements over tunnels in clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2004, 19 (4 5), pp.379-386. doi://10.1016/j.tust.2004.02.009. hal-01007126.
- ZIMMIE, T. F., ABDOUN, T., TESSARI, A. (2010). Physical Modeling of Explosive Effects on Tunnels. Fourth International Symposium on Tunnel Safety and Security, Frankfurt am Main, Germany, March 17-19, 2010.
- ZULUAGA-ASTUDILLO, D., RUGE, J.C., CAMACHO-TAUTA, J., REYES-ORTIZ, O. & CAICEDO-HORMAZA, B. (2022). Diatomaceous Soils and Advances in Geotechnical Engineering—Part I. *Appl. Sci.* 2023, 13, 549. <https://doi.org/10.3390/app13010549>.