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

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE UM SISTEMA DE ESCAVAÇÃO PARA UM TÚNEL RASO DE TRAVESSIA SOB O METRÔ DO DISTRITO FEDERAL: ESTUDO DE CASO

RAQUEL PASCALLY DO NASCIMENTO FERREIRA

ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.DM-437/2026

BRASÍLIA / DF: JULHO / 2026

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

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE UM SISTEMA DE ESCAVAÇÃO PARA UM TÚNEL RASO DE TRAVESSIA SOB O METRÔ DO DISTRITO FEDERAL: ESTUDO DE CASO

RAQUEL PASCALLY DO NASCIMENTO FERREIRA

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

APROVADA POR:

_____
JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, Dr. (UnB)
(ORIENTADOR)

_____
LENILDO SANTOS DA SILVA, Dr. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

_____
GREGORIO LUIS SILVA ARAUJO, Dr. (IME)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 10 de julho de 2026.

FICHA CATALOGRÁFICA

FERREIRA, RAQUEL PASCALLY DO NASCIMENTO
Análise do desempenho de um sistema de escavação para um túnel raso de travessia sob o metrô do Distrito Federal: estudo de caso. [Distrito Federal], 2026.
xvi, *98* p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2026)
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Tuneis rasos	2. Tuneis de travessia
3. Tubo tracionado	4. Modelagem Numérica
5. Solos colapsíveis	6. MEF 3D
I. ENC/FT/UnB	II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FERREIRA, R.P. (2026). Análise do desempenho de um sistema de escavação para um túnel raso de travessia sob o metrô do Distrito Federal: estudo de caso. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-437/2026, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 97 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Raquel Pascally do Nascimento Ferreira
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise do desempenho de um sistema de escavação para um túnel raso de travessia sob o metrô do Distrito Federal: estudo de caso.
GRAU / ANO: Mestre / 2026

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.

_____

Raquel Pascally do Nascimento Ferreira
Brasília, DF-Brasil
raquel.pascally@gmail.com

DEDICATÓRIA

À Deus, à minha mãe,
pelo amor e incentivo.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por conceder toda capacidade intelectual, suficiência e resiliência nas adversidades durante esses dois anos. À minha mãe Elza pelo amor, suporte e encorajamento todos os dias. À minha tia Glória pelo carinho e a minha família. Às minhas amigas prof Dra. Gioconda e família, prof Dra. Ednalva e ao amigo prof Msc. João Bosco Pereira Duarte (in memoriam), da Universidade Federal de Roraima, que ajudaram na minha mudança para Brasília.

Ao prof Dr. Adriano Frutuoso, da Universidade Federal de Roraima, pela carta de recomendação. Em especial à minha professora de redação Arlete Oliveira pelo encorajamento à leitura e à escrita. Aos meus amigos do programa de Pós-Graduação em Geotecnia, em especial, Lethícia, Sávio, Mario, Faruk, Davi, Sabrinne e Lidia que trouxeram graciosidade e parceria. Ao GFCM da Asa Norte pelas amizades e, novamente, o amor de Deus para comigo.

Aos professores do programa de Pós-Graduação em Geotecnia pelo conhecimento e experiências profissionais, em especial ao meu orientador professor Juan Félix que confiou em mim e me despertou o interesse na temática da pesquisa. Aos examinadores da banca pelas sugestões e críticas construtivas em prol do melhor resultado.

Á Kali Engenharia, autora do projeto, e ao Consórcio G5, empresa construtora, pelas informações prestadas.

À Secretaria de Estado de Obras e Infraestrutura do Distrito Federal, em especial, a Jurema, o Aires e o engenheiro responsável André pela disponibilidade. A todos aqueles que colaboraram de alguma forma para realização deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) pelo apoio financeiro.

"Toda boa dádiva e todo dom perfeito são
Lá do alto, descendo do Pai das luzes, em
Quem não pode existir variação ou
Sombra de mudança" Tiago 1:17

"Sonhos determinam o que você quer.
Ação determina o que você conquista"
Aldo Novak

RESUMO

A viabilização de instalações de infraestruturas subterrâneas por meio de túneis de travessia se faz necessária pela proteção de danos causados por intempéries, tráfego ou atividades humanas. Nesse contexto, túneis de travessia de baixa cobertura se destacam pelo menor custo e tempo de construção, porém exigem minuciosidade nas tomadas de decisões construtivas, devido à extensão e aos impactos envolvidos na construção. O presente estudo de caso avalia um sistema de escavação para um túnel raso de travessia sob o metrô do Distrito Federal. A partir da modelagem numérica, foram estimados os recalques superficiais, a extensão da bacia de deformações e a estabilidade da frente de escavação. Com a utilização do modelo constitutivo *Hardening Soil,* devido à calibração já existente para a argila porosa de Brasília e à viabilidade da variação da rigidez cisalhante e volumétrica do solo em função do nível de tensões, identificou-se uma boa recomendação para túneis. O modelo numérico foi construído no software PLAXIS 2D e 3D, respectivamente, para determinação dos parâmetros (convergência e recalque superficial) nos estados limites e últimos e para simular o processo construtivo do túnel. Em posse das informações obtidas das leituras das medições da instrumentação da obra, foi possível identificar similaridades e divergências entre os resultados da simulação numérica e o resultado real. O modelo numérico representou bem o comportamento observado dos recalques superficiais dos pontos de medição com a intervenção da socaria e de pontos mais próximos do poço de visita à jusante. Porém, houve subestimativa, também, dos deslocamentos superficiais, próximos ao poço de visita à montante devido às condições específicas do processo construtivo. Este trabalho trouxe como contribuição a importância da sequência construtiva e as implicações de mudanças da metodologia construtiva na formação de deformação. Além disso, obteve parâmetros de referências para o monitoramento a partir de uma simulação EPD-2D do problema proposto.

ABSTRACT

The implementation of underground infrastructure installations through crossing tunnels is necessary to protect them from damage caused by weather conditions, traffic, and human activities. In this context, shallow-cover crossing tunnels stand out due to their lower construction costs and shorter execution times; however, they require careful decision-making during construction because of the extent and potential impacts involved. This case study evaluates an excavation system for a shallow crossing tunnel beneath the Brasília Metro system in the Federal District of Brazil. Through numerical modeling, surface settlements, the extent of the settlement trough, and the stability of the excavation face were estimated. The Hardening Soil constitutive model was adopted due to its previous calibration for the porous clay of Brasília and its ability to account for variations in the soil's shear and volumetric stiffness as a function of stress levels, making it a suitable recommendation for tunneling applications. The numerical model was developed using PLAXIS in both 2D and 3D environments to determine the relevant parameters (convergence and surface settlement) under serviceability and ultimate limit states, as well as to simulate the tunnel construction process. Based on the monitoring data obtained from field instrumentation, it was possible to identify similarities and discrepancies between the numerical simulation results and the actual observed behavior. The numerical model adequately represented the observed surface settlements at monitoring points affected by tamping operations and at locations closer to the downstream access shaft. However, it also underestimated surface displacements near the upstream access shaft due to specific conditions associated with the construction process. This study highlights the importance of construction sequencing and the implications of changes in construction methodology on deformation development. Furthermore, it provides reference parameters for monitoring purposes based on a 2D EPD simulation of the proposed problem.

ÍNDICE

1.1 MOTIVAÇÃO 2

1.2 OBJETIVO GERAL 3

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 3

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 4

2.1 TÚNEIS RASOS E DE TRAVESSIA 5

2.1.1 Definição 6

2.1.2 Interferências urbanas 6

2.1.3 Controle de recalques e estabilidade 8

2.1.4 Soluções construtivas em solos colapsíveis 11

2.3 CARACTERÍSTICAS DO SOLO LATERÍTICO 12

2.3.1 Formação e ocorrência geológica 13

2.3.2 Estrutura e colapso 15

2.3.3 Propriedades geotécnicas 18

2.3.4 Comportamento mecânico 19

2.4 MODELAGEM NUMÉRICA DE TÚNEIS 21

2.4.1 Método dos elementos finitos 22

2.4.2 Software PLAXIS 23

2.4.3 Análise em estado plano de deformações (EPD-2D) 24

2.4.4 Análise tridimensional (3D) 25

2.4.5 Módulo para simulação de túneis 26

2.4.6 Modelo *Hardening Soil* (HS) 28

2.4.7 Metodologia para obtenção do fator de segurança 32

3.1 ESTUDO DE CASO 33

3.1.1. Caracterização geotécnica 35

3.1.2. Métodos inicialmente propostos para a construção do túnel 36

a) Túnel em chapas metálicas corrugadas 36

b) Escavação reforçada com sistema de enfilagens 37

3.1.3. Método de construção adotado: tubo tracionado 39

3.1.4. Cronograma de execução da obra 41

3.1.5 Monitoramento dos recalques 44

3.2 MODELAGEM NUMÉRICA 45

3.2.1 Propriedades 46

3.2.2 Análise em estado plano de deformações (EPD-2D) 47

3.2.3 Análise tridimensional (3D) 48

4.1 INTERPRETAÇÃO DAS MEDIÇÕES TOPOGRÁFICAS 54

4.1.1 Cortes transversais 56

4.1.2 Corte longitudinal 58

4.1.3 Evolução da bacia de recalques 59

4.2 ANÁLISE EM EPD-2D 61

4.2.1 Mecanismo de ruptura por sobreescavação 61

4.2.2 Deslocamentos limites e últimos 62

4.3 ANÁLISE 3D 65

4.3.1 Estimativa dos recalques transversais e longitudinais 65

4.3.2 Recalques e convergências durante a construção 69

4.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO 77

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 84

LISTA DE TABELAS

Tabela **Página**

Tabela 2.1 - Parâmetros que definem o modelo HS 29
Tabela 3.1 - Propriedades consideradas para a estratigrafia do local para o modelo constitutivo HS (obtidas de Rebolledo, et al. 2019) 46
Tabela 3.2 - Propriedades consideradas para os elementos estruturais 47
Tabela 3.3 - Etapas da análise numérica 2D 48
Tabela 3.4 - Sequência de ativação das propriedades do túnel 52
Tabela 3.5 - Etapas da análise numérica 52
Tabela 4.1 - Resumo dos deslocamentos últimos e limites nas condições avaliadas 64
Tabela 4.2 - Recalques superficiais máximos encontrados (cm) 76

LISTA DE FIGURAS

Figura **Página**

Figura 2.1 - Mecanismo de colapso em túneis rasos (modificada de Carvalho, 1995)..... 8
Figura 2.2 - Distribuição de tensões antes e após a escavação de uma cavidade (modificada de Ruiz, 1997)..... 9
Figura 2.3 - Mobilização da resistência ao cisalhamento do solo escavado (Guerra, 2016) 9
Figura 2.4 - Reação do maciço em forma de deformação da face e da cavidade (modificada de Carvalho, 1995)..... 10
Figura 2.5 - Distribuição dos solos lateríticos no mapa-múndi (Gidigasu, 1976) 15
Figura 2.6 - Microestrutura de uma concreção de lateria do solo do Distrito Federal..... 17
Figura 2.7 - Superfície de escoamento no espaço de tensões principais (Schanz et al., 1999) 28
Figura 2.8 - Relação tensão-deformação hiperbólica em ensaios triaxiais consolidados e drenados (Schanz et al.,1999) 31
Figura 3.1 - Localização do trecho de estudo na rede de drenagem projetada (Da Sila e Rebolledo, 2023)..... 33
Figura 3.2 - Localização do eixo do túnel e estruturas vizinhas (Consórcio G5, 2024) 34
Figura 3.3 - As vistas dos poços de visita 34
Figura 3.4 - Perfil estratigráfico do trecho de estudo (Da Silva e Rebolledo, 2023) 35
Figura 3.5 - Metodologia de chapas metálicas corrugadas (modificada de Naresi Júnior, 2021) 37
Figura 3.6 - Corte longitudinal do sistema de enfilagens (Rebolledo e Assis, 2023) 38
Figura 3.7 - Corte transversal do sistema de enfilagens (Rebolledo e Assis, 2023) 38
Figura 3.8 - Sistema de Tubo Tracionado (Kali Engenharia, 2023) 40
Figura 3.9 – Sistema de tracionamento, Poço PV46 (Kali Engenharia, 2023) 40
Figura 3.10 - Cronologia da obra (Consórcio G5, 2025) 42
Figura 3.11 - Cravação do 1º tubo..... 42
Figura 3.12 – Sistema para injeção de graxa desde o interior do tubo..... 43
Figura 3.13 - Conclusão do trecho final com enfilagens (Consórcio G5, 2025)..... 43
Figura 3.14 – Configuração final do túnel (SODF, 2025) 44
Figura 3.15 - Localização da instrumentação da obra (Consórcio G5, 2025)..... 45

Figura 3.16 - Malha de elementos finitos utilizada na modelagem numérica 2D 48
Figura 3.17 - Dimensões do contorno do modelo 49
Figura 3.18 - Caraterísticas gerais do modelo 49
Figura 3.19 - Malha de elementos finitos utilizada na modelagem numérica 3D 50
Figura 3.20 - Definição do raio interno 50
Figura 3.21 - Definição de propriedades do túnel 51
Figura 3.22 - Definição da trajetória de avanço 51
Figura 3.23 - Definição da sequência e ativação das propriedades do túnel 52
Figura 4.1 - Deslocamentos verticais medidos durante a obra 55
Figura 4.2 - Deslocamento vertical no corte transversal “A” 57
Figura 4.3 - Deslocamento vertical no corte transversal "B" 57
Figura 4.4 - Deslocamento vertical no corte transversal "C" 57
Figura 4.5 - Deslocamento vertical no corte transversal "D" 57
Figura 4.6 - Deslocamento vertical no corte longitudinal 58
Figura 4.7 - Evolução dos recalques do dia 06/12/2024 até o dia 03/04/2025 60
Figura 4.8 - Evolução dos recalques do dia 05/04/2025 até o dia 15/04/2025 61
Figura 4.9 - Mecanismo de ruptura por sobreescavação 62
Figura 4.10 - Mecanismos de ruptura (Attewell et al., 1986) 63
Figura 4.11 - Determinação dos parâmetros últimos e limites na condição natural do solo 63
Figura 4.12 - Determinação dos parâmetros últimos e limites na condição saturada até 3 m do solo 64
Figura 4.13 - Determinação dos parâmetros últimos e limites na condição saturada até 4 m do solo 64
Figura 4.14 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte transversal “A” 66
Figura 4.15 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte transversal “B” 66
Figura 4.16 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte transversal “C” 66
Figura 4.17 – Recalques estimados na simulação numérica e a estimativa dos recalques caso não tivesse ocorrido o renivelamento do trilho no corte transversal “C” 66
Figura 4.18 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte transversal “D” 67
Figura 4.19 - Recalques estimados na simulação numérica e a estimativa dos recalques caso

não tivesse ocorrido o renivelamento do trilho no corte transversal "D" 67
Figura 4.20 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte longitudinal . 68
Figura 4.21 - Recalques estimados na simulação numérica e a estimativa dos recalques caso não tivesse ocorrido o renivelamento dos trilhos "C" e "D" no corte longitudinal 68
Figura 4.22 - Evolução temporal do ponto MS-2 (montante) durante a construção do tubo tracionado 70
Figura 4.23 - Evolução temporal do ponto D4 durante a construção do tubo tracionado 71
Figura 4.24 - Evolução temporal do ponto C4 durante a construção do tubo tracionado 72
Figura 4.25 - Evolução temporal do ponto B4 durante a construção do tubo tracionado 73
Figura 4.26 - Evolução temporal do ponto A4 durante a construção do tubo tracionado 74
Figura 4.27 - Evolução temporal do ponto MS-5 (jusante) durante a construção do tubo tracionado 75
Figura 4.28 - Recalque superficial e convergência x avanço da cravação do tubo no ponto B4 (no meio da seção do metrô) 77
Figura 4.29 - Recalque superficial e convergência x avanço da cravação do tubo no ponto MS-2 (mais próximo do poço de visita à montante) 77
Figura 4.30 - Fator de Segurança obtido na simulação numérica 78
Figura 4.31 - Mecanismo de ruptura da frente de escavação na simulação numérica 79
Figura 4.32 - Zona de ruptura no formato cunha-silo do tubo tracionado na simulação numérica 79

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIAÇÕES

c'	Coesão efetiva
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
ψ	Ângulo de dilatância
E_{50}^{ref}	Rigidez secante no teste triaxial drenado padrão
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente em ensaios de edométricos.
m	Potência para dependência de rigidez no nível de tensão
E_{ur}^{ref}	Rigidez de carregamento/descarregamento
v_{ur}	Coeficiente de Poisson para descarregamento-carregamento
p^{ref}	Tensão de referência para rigidez
K_0^{nc}	Coeficiente de pressão lateral dos solos
R_f	Razão de falha
OCR	Razão de pré-adensamento
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais
e	Índice de vazios
FS	Fator de segurança

Capítulo 1 INTRODUÇÃO

Obras subterrâneas compreendem todas as estruturas executadas abaixo da superfície, abrangendo desde sistemas de infraestrutura urbana, como as redes de águas e de esgoto, até empreendimentos de maior complexidade como túneis. Historicamente, a construção de túneis era um processo moroso e realizado manualmente. Com a modernização das tecnologias de tunelamento, houve uma redução significativa nos prazos de execução e nos índices de acidentes (MAIDL, 2013). Apesar dos avanços tecnológicos, persistem desafios operacionais, por exemplo, a construção em regiões de heterogeneidade geológica e a transição abrupta de camadas de solo comprometem a estabilidade e elevam riscos em áreas urbanas. Segundo Farias (1996), essas intervenções alteram o estado de tensões do solo e, acabam gerando uma zona de influência advinda das deformações. A magnitude e a dimensão desse campo de deformações dependem dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo, a interação solo-suporte, as tensões in situ, além da geometria da abertura e profundidade do túnel.

A construção de túneis rasos está associada a movimentos no solo circundante que se estende até a superfície. Diante disso, o projeto dessas estruturas deve incluir a previsão dos deslocamentos induzidos, visando evitar danos as edificações e a utilidades públicas adjacentes (Sousa et al., 2011). Tais túneis estão sujeitos a distorções em formato oval, sendo seu estado de tensões fortemente dependente da pressão lateral do solo (Ferrão et al., 2020). Devido à proximidade com a superfície livre, a deformação da seção transversal não se restringe apenas à mudança de volume da cavidade, apresentando um comportamento ovalizado. De acordo com Pinto e Whittle (2014), as deformações da seção do túnel podem ser decompostas em três componentes fundamentais: convergência uniforme (associada à variação do volume da cavidade), distorção e translação vertical. Além disso, túneis superficiais apresentam bacias de recalques menos extensas, porém com deslocamentos máximos consideráveis (Ferrão et at., 2020).

As características do solo - tais como resistência, permeabilidade, granulometria e o nível do lençol freático - influenciam diretamente a escolha do método construtivo, pois essas variáveis determinam a estabilidade da frente de escavação, a necessidade de suporte e o tipo de equipamento a ser utilizado. Algumas argilas, comumente encontradas em regiões

tropicais, apresentam complexidade adicional para as previsões de movimentos induzidos pelo tunelamento (Souza et al., 2011). Esse é o caso dos solos lateríticos que recobrem extensas zonas do Centro-Sul brasileiro, cuja formação decorre de um processo pedogenético sob clima tropical, marcado pela de alternância entre invernos secos, e verões extremamente úmidos (Vargas, 1977). Tais solos podem atingir mais de 10 m de espessura e possuem estrutura porosa e metaestável, sujeita ao colapso resultante da lixiviação e do intemperismo químico.

Portanto, a construção de túneis em áreas urbanas densamente povoadas, apresenta desafios geotécnicos significativos, especialmente quando se trata de túneis rasos, devido à sua interação direta com a superfície. No cenário de solos lateríticos colapsíveis, é fundamental considerar a sensibilidade do solo quando ao contato com a água. Nesse sentido, o presente trabalho abordará tais problemáticas, por meio de um estudo de caso sobre o comportamento do solo colapsível do Distrito Federal, avaliando a influência de diferentes metodologias construtivas de túneis rasos mediante a modelagem numérica no software *PLAXIS*.

1.1 MOTIVAÇÃO

As primeiras construções de túneis datam das primeiras civilizações na região da Mesopotâmia, que utilizavam sistemas subterrâneos denominados “qanat” para o transporte de água. Com o passar do tempo, as técnicas foram aprimoradas, permitindo que essa atividade atendesse as diversas necessidades econômicas, militares e sociais. Atualmente, a viabilização de obras subterrâneas, como os tuneis de travessia, justifica-se pela necessidade de proteger infraestruturas contra as intempéries, melhorar o tráfego urbano e facilitar a passagem de pessoas e redes de serviços. Nesse contexto, destacam-se os túneis rasos, caracterizados por uma menor profundidade de escavação e, consequentemente, por uma interação intensa com a superfície o que lhes confere vantagens em termos de custo e tempo de construção.

No Brasil, é notório o aumento significativo da demanda por obras dessa natureza, exemplificado por projetos como a ligação túnel Santos-Guarujá, as linhas 2 e 6 do Metrô de São Paulo e o projeto do trem de alta velocidade entre Rio de Janeiro e São Paulo. O cenário geotécnico da região centro-oeste do Brasil apresenta características únicas que as diferenciam dos solos de clima temperado. As características físico-químicas decorrentes do

processo de formação associadas à alta porosidade e à sensibilidade das ligações cimentícias na presença de água definem o comportamento dos solos tropicais (Paixão & Camapum de Carvalho, 1994). Além disso, solos colapsíveis apresentam redução volumétrica abrupta por umedecimento e comportamento compressível, condições típicas encontradas na região do Distrito Federal.

De acordo com Ruiz (1997), a experiência na construção de túneis escavados em solos porosos, tanto no Brasil quanto no cenário internacional, ainda é limitada. Pesquisas sobre a interação entre a escavação de túneis rasos e as propriedades particulares desses solos podem contribuir significativamente ao entendimento de fenômenos como a formação da bacia de recalques, a instabilidade da frente de escavação, a ocorrência de colapsos localizados e os danos as edificações vizinhas. Diante disso, fica evidente a necessidade de estudos específicos e abrangentes sobre o comportamento de tais estruturas, visando colaborar no desenvolvimento de soluções aplicáveis as particularidades do cenário de estudo.

1.2 OBJETIVO GERAL

Avaliar o comportamento de túneis rasos no solo colapsível do Distrito Federal, focado na análise comparativa entre modelagem numérica e dados de monitoramento de campo, a fim de validar a metodologia construtiva empregada e contribuir para o entendimento das deformações induzidas em solos tropicais.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar os valores limites de convergência e recalque para condição de escavação sem suporte, estabelecendo parâmetros de controle que permitam identificar trechos em que o processo construtivo divergiu do projeto;
- Quantificar os recalques desenvolvidos durante a escavação por meio da análise dos dados do nivelamento topográfico para posterior comparação com os resultados da modelagem numérica;
- Simular o comportamento do maciço durante a escavação por meio de modelagem numérica 3D, visando obter as magnitudes de recalque, para validação com as medições de campo, e o fator de segurança da frente de escavação durante as diferentes etapas do processo construtivo;

- Avaliar o desempenho do método construtivo adotado, confrontando os resultados das análises numéricas com os dados de monitoramento topográfico para identificar possíveis anomalias ou problemas ocorridos durante a execução.
- Formular recomendações técnicas para a construção de túneis rasos no solo colapsível da região do Distrito Federal.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A fim de uma melhor compressão do trabalho, esta dissertação foi organizada da seguinte forma: introdução, revisão da literatura, materiais e métodos, resultados, discussões dos resultados, conclusões:

No Capítulo 1 (introdução), apresenta-se a temática estudada, a relevância e a motivação da pesquisa, bem como os objetivos almejados no presente trabalho.

No Capítulo 2 (fundamentação teórica), apresenta-se as singularidades da construção de túneis rasos, metodologias construtivas, vantagens e limitações. Em seguida, abordam-se as características dos solos lateríticos, bem como sobre a formação, ocorrência geológica e o comportamento mecânico. Além de discorrer sobre a modelagem numérica de túneis, o software *Plaxis* e o modelo constitutivo, *Hardening Soil*, representam o comportamento do solo poroso de Brasília.

No Capítulo 3 (metodologia), apresentam-se as características da obra do estudo de caso e descrevem-se os procedimentos adotados da modelagem numérica, mas também a definição do modelo constitutivo, propriedades do modelo, desenvolvimento da malha e as etapas de análises.

No Capítulo 4 (análise dos resultados), apresenta-se uma análise crítica dos resultados obtidos.

No Capítulo 5 (Conclusões), apresentam-se as principais conclusões das análises.

Capítulo 2 REVISÃO DA LITERATURA

Esta seção apresenta os conceitos relacionados a esta pesquisa. Primeiro expõe-se o conceito de túnel raso, as interferências urbanas, a formação de recalques e as soluções construtivas. Em seguida, abordam-se as singularidades do solo laterítico colapsível. Por fim, descreve-se o método dos elementos finitos, empregado na modelagem numérica de túneis, e apresenta-se o software PLAXIS.

2.1 TÚNEIS RASOS E DE TRAVESSIA

Os túneis de travessia são estruturas subterrâneas que possuem características bastante peculiares na engenharia geotécnica. Eles se definem, em geral, por terem curta extensão, serem escavados em maciços de baixa competência geomecânica (como aterros, solos moles ou rochas muito fracas) e possuírem baixa cobertura, ou seja, são muito rasos (Domingues, 2016). O maior desafio na construção de túneis de travessia é a forte interação com as estruturas que estão na superfície. Como a cobertura de solo é mínima, qualquer instabilidade ou ruptura tende a se propagar até à superfície de forma global, não apenas local (Moreira ,2012 apud Vergara, 2013).

A construção de túneis rasos em meio urbano apresenta particularidades críticas que a distinguem significativamente de obras em rocha ou túneis profundos, sendo o controle de deslocamentos e a interação maciço-revestimento os principais pilares de análise. O desafio central reside na propagação de deformações desde a cavidade escavada até à superfície, onde podem afetar as infraestruturas existentes. Diferente de túneis profundos, onde a hipótese de tensão vertical constante pode ser aceitável, em túneis rasos a proximidade da superfície livre e o aumento relativo da tensão vertical exercem influência significativa no comportamento do maciço.

De acordo com a Federal Highway Administration (FHWA, 2009), o problema dos túneis rasos reside no fato de o apoio lateral não ser confiável e de a carga sobre o sistema de suporte estar longe da habitual suposição de uma carga radial essencialmente uniforme. Além disso, em contextos urbanos, estar-se limitado pela presença de estruturas significativas — quer na superfície, quer no subsolo. Em áreas urbanas, quando o túnel está próximo à superfície, a menos de dois diâmetros, a perturbação residual das infraestruturas urbanas já existentes pode

interagir com o novo túnel para produzir deslocamentos maiores do que se poderia esperar (Bickel et al., 1996).

As obras de escavação de túneis rasos em solo mole induzem movimentos superficiais tanto laterais quanto verticais (Boscardin e Cording 1989; Ou et al. 2008; Yoo e Lee 2008). Zhang et al. (2016) perceberam que quando a camada de solo que cobre o túnel é muito fina (com profundidade menor ou quase igual ao diâmetro do túnel), a estabilidade natural e o efeito de arco do solo são ruins, tornando altamente provável a ocorrência de recalques excessivos com a liberação de tensões após a escavação. Além disso, para túneis rasos o recalque do solo não é constante, tanto na abóbada quanto na soleira do túnel existente (Jin et al., 2022).

2.1.1 Definição

Túneis rasos são caracterizados por sua baixa cobertura de solo, ou seja, a distância entre o topo da escavação e a superfície do terreno é limitada. Em termos quantitativos, túneis são considerados rasos quando sua cobertura é de no máximo 10 a 12 metros. Outra definição os descreve como aqueles cuja profundidade é inferior a duas vezes o diâmetro do túnel (FHWA, 2009). A baixa profundidade faz com que os túneis urbanos tenham uma interação contínua com a superfície, onde edificações e infraestruturas estão presentes (Alves, 2009).

Segundo Negro (1988) a estabilidade de um túnel depende principalmente de suas condições geométricas, que são representadas principalmente através do quociente da espessura cobertura pelo diâmetro do túnel (C/D) e quociente do comprimento do vão sem suporte pelo diâmetro do túnel (L/D). Os túneis rasos apresentam baixa profundidade e os maciços tendem a ser pouco consolidados ou constituídos totalmente por solos e sujeitos às variações frequentes e bruscas de propriedades, muitas vezes dominadas pelo intemperismo.

Os recalques advindos da construção de túneis rasos em solos porosos ainda são bastante elevados. No caso dos túneis do metrô de Brasília, com o início da construção, os recalques observados foram duas a três vezes maiores que o previsto (Ortigão et al.,1996). Nesse cenário, em que os solos porosos são comuns nas regiões tropicais, apresentam o colapso estrutural (Alves, 2009).

2.1.2 Interferências urbanas

A escavação de túneis em áreas urbanas densamente ocupadas inevitavelmente perturba o estado de equilíbrio inicial do maciço, gerando uma redistribuição de tensões que se traduz em deformações e deslocamentos do solo. A maioria das estruturas afetadas pela construção reage, exibindo mais movimento das partes mais próximas da escavação do que das partes mais distantes. Esse movimento diferencial é a principal causa de danos relacionados à construção, porque a estrutura afetada pode ser submetida a forças para as quais não foi projetada (FHWA, 2009).

Os túneis rasos são propensos a mecanismos de ruptura global, onde a superfície de colapso se propaga da escavação até à superfície do terreno (Watashi, 2019). A Figura 2.1 apresenta os mecanismos de colapso em túneis rasos. O mecanismo de ruptura mais crítico é a ruptura do teto (Davis et al. 1980) em túneis muito rasos. O recalque do solo (movimento vertical da superfície) é uma ameaça crítica tanto para instalações de superfície (Papastamos et al. 2014; Wu et al. 2015) quanto para instalações subterrâneas (Zhang et al. 2015a), particularmente em áreas urbanas (Liao et al. 2009). Dindarloo e Siami-Irdemoosa (2015) indicaram que a menor profundidade e o solo macio são duas das principais características desses projetos de túneis rasos, que ocasionalmente resultam em recalques superficiais consideráveis.

As obras de escavação de túneis rasos em solo macio induzem tanto em movimentos superficiais laterais quanto verticais (Boscardin e Cording 1989; Ou et al. 2008; Yoo e Lee 2008). A interação túnel-solo-terreno é considerada um processo complicado, e é muito difícil analisar rigorosamente o problema da interação túnel-solo-terreno devido a quatro fatores: a alta interação entre as atividades de escavação e os solos moles circundantes; a natureza tridimensional da interação escavação-estrutura; o comportamento não linear dos materiais envolvidos; e o nível de incerteza nas condições do terreno, na estrutura do solo e nas propriedades dos materiais (Boscardin e Cording 1989; Cheng et al. 2007).

De acordo com Jin et al. (2022), a resposta estrutural de uma interferência, como um túnel já existente, depende da diferença entre a sua rigidez à flexão e a do solo circundante. Se a rigidez da estrutura for muito maior que a do solo, o túnel tenderá a se deformar em desacordo com o solo. Nesse caso, a abertura do solo junto ao revestimento do túnel pode se tornar mais importante, afetando a distribuição do momento fletor dentro do túnel.

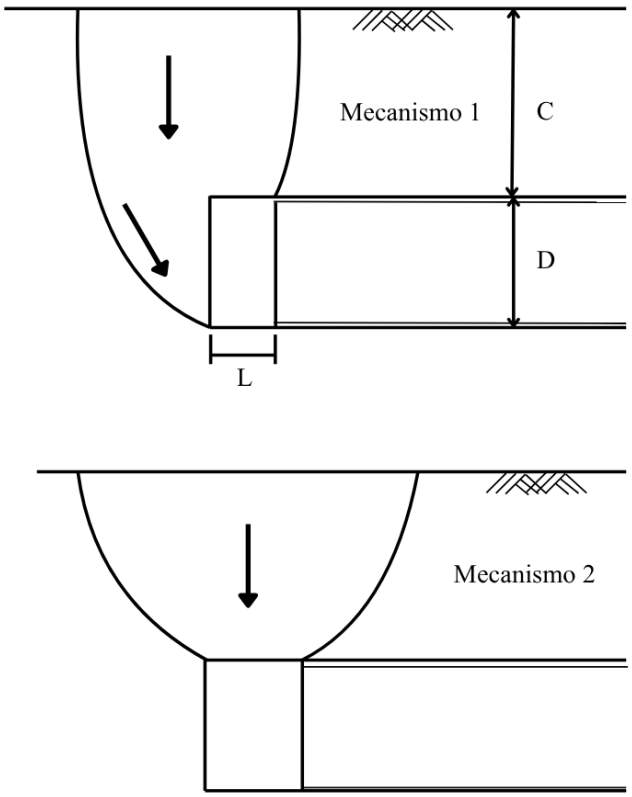


Figura 2.1 - Mecanismo de colapso em túneis rasos (modificada de Carvalho, 1995)

2.1.3 Controle de recalques e estabilidade

A construção de um túnel altera o estado de tensões geostático para o efeito de alívio de tensões por meio da escavação em que novos deslocamentos serão gerados para dissipar a energia potencial de deformação envolvida e novas tensões serão induzidas. O equilíbrio das tensões pode ser restabelecido pela inserção de suportes ou, caso o maciço seja classificado como autoportante, não é adotado o sistema auxiliar de suportes (França, 2006).

As propriedades mecânicas do maciço envolvente ao túnel e o processo construtivo adotado não são apenas em função das tensões iniciais e das características geométricas da abertura (Souza, 1998 apud França, 2006). Uma vez que as deformações permitidas ao maciço, antes e após a colocação da estrutura de suporte, acarretam redistribuições de tensões para zonas vizinhas não escavadas do maciço (arqueamento de tensões), o carregamento atuante no suporte, os esforços nele mobilizados e os deslocamentos que nele ocorrem são interdependentes e correlacionados. O arqueamento de tensões mobiliza a resistência ao cisalhamento do maciço envolvente à abertura realizada (Langer & Stockmann, 1985). A Figura 2.2 apresenta as linhas de tensões próximas da parede de escavação concentradas e as

partes superiores e inferiores aliviadas de tensões.

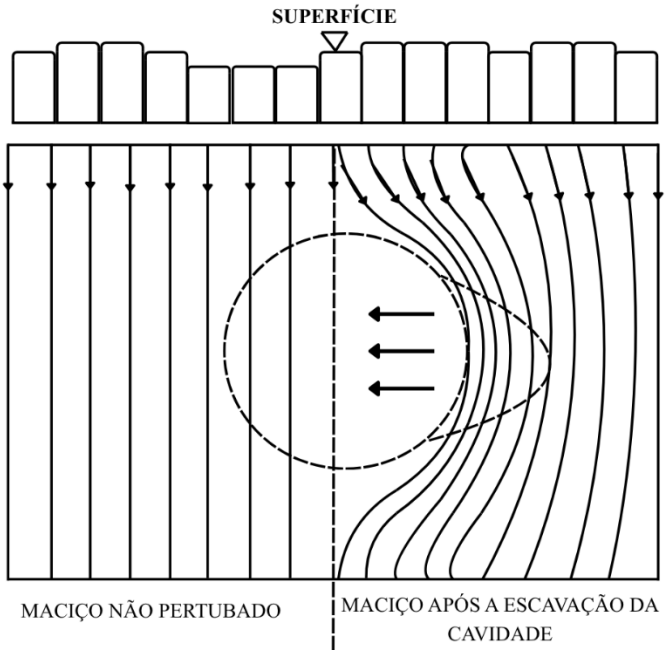


Figura 2.2 - Distribuição de tensões antes e após a escavação de uma cavidade (modificada de Ruiz, 1997)

Após a realização da escavação, são mobilizadas tensões de cisalhamento nos arredores da abertura, inclusive nos planos verticais e horizontais, fazendo com que as direções das tensões principais na região afetada pela abertura sofram rotações. Isso, porque os planos onde não ocorrem tensões de cisalhamento nessa região não coincidem mais com os planos verticais e horizontais (França, 2006). A Figura 2.3 apresenta o processo da mobilização da resistência ao cisalhamento do maciço quando acontece a escavação.

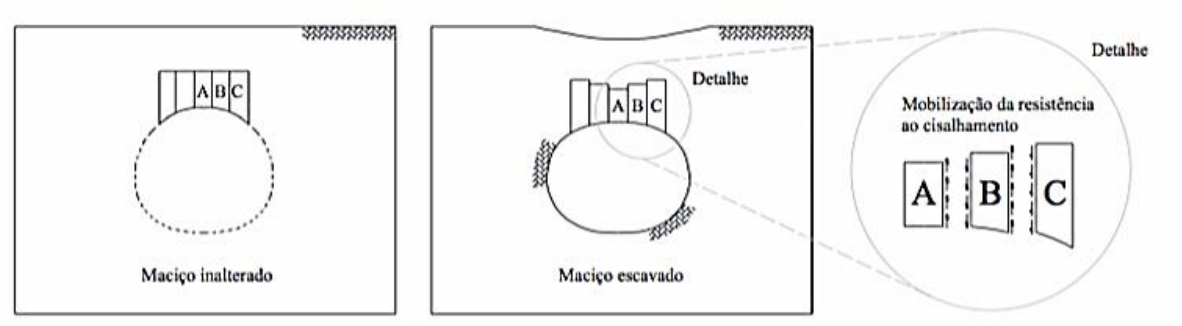


Figura 2.3 - Mobilização da resistência ao cisalhamento do solo escavado (Guerra, 2016)

Além disso, os recalques advindos da construção de um túnel sem a presença de estruturas próximas possuem uma condição de campo livre na qual a bacia de recalques se assemelha à curva de distribuição normal de Gauss. Durante a escavação, o solo possui uma variação no volume devido à redistribuição de tensões em que, para argila colapsível de Brasília, a tendência é de reduzir o seu volume. Quanto ao efeito da bacia de recalques, para uma condição em que há estruturas próximas, leva-se em consideração a interação das estruturas

com o recalque, caracterizando assim uma relação de dependência entre o túnel, a estrutura e o solo (Tofoli, 2018).

Segundo Lunardi (1994), a instabilidade da frente manifesta-se em três formas principais: extrusão (ou deslocamento da face), pré-convergência (deformação do maciço à montante da face) e convergência da cavidade. A Figura 2.4 ilustra as três formas de deformação da face e da cavidade de um túnel. A estabilidade da frente de escavação é vital e depende das condições geométricas do túnel, representadas pela relação cobertura/diâmetro (C/D) e vão não suportado/diâmetro (L/D). Para valores pequenos de vão não revestido (L/D), a instabilidade afeta tanto o teto quanto a face da escavação. À medida que L/D aumenta, o mecanismo torna-se bidimensional, afetando apenas o teto. Para evitar a instabilidade, é essencial garantir a rigidez do "núcleo de avanço" (prisma de terreno à frente da escavação), pois o colapso é controlado por esse maciço.

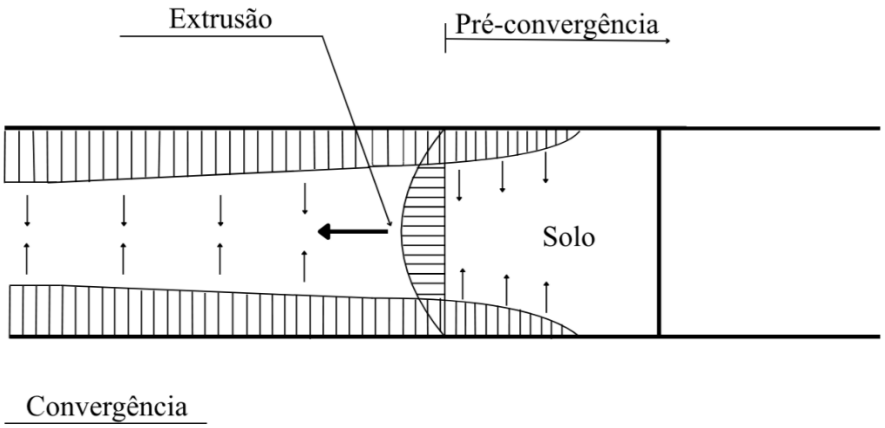


Figura 2.4 - Reação do maciço em forma de deformação da face e da cavidade (modificada de Carvalho, 1995)

Reforços e melhorias do solo, drenagem, pré-confinamentos e pré-suportes são intervenções que são realizadas tanto dentro dos materiais geológicos que devem ser escavados (no núcleo do túnel) quanto ao redor da futura cavidade do túnel, para garantir a estabilidade do túnel, gerenciar as tensões ao redor do túnel e à frente da face do túnel, limitar as deformações do solo e, finalmente, para garantir a saúde e a segurança dos trabalhadores. Eles são geralmente usados como medidas de mitigação para gerenciar o deslocamento do limite e a liberação de tensões induzidas pela escavação, para estabilizar a cavidade em solo mole e para reduzir a permeabilidade de solos e massas rochosas fraturadas (Van Impe, 1989; Pelizza & Peila, 1993; Anagnostou & Ehrbar, 2013).

As principais ações dos vários métodos consistem em modificar a magnitude dos deslocamentos na face (também chamado de extrusão da face) e o deslocamento radial à

frente da face (também chamado de pré-convergência) e atrás da face (também chamado de convergência) antes de aplicar suportes dentro da cavidade; garantir a estabilidade da face de escavação e do vão livre; garantir a estabilidade de porções locais da massa rochosa em condições geológicas e geotécnicas particulares; e, finalmente, controlar o fluxo de água prevenindo-o ou gerenciando-o. Cada solução tecnológica desempenha um papel diferente (ou vários papéis ao mesmo tempo) no controle de tensão-deformação no limite do túnel ou à frente da face durante ou após o estágio de escavação (ITACET, 2013 apud Bilotta et al., 2022).

2.1.4 Soluções construtivas em solos colapsíveis

A construção de túneis rasos em solos colapsíveis constitui um grande desafio na engenharia geotécnica, pois esses solos perdem sua integridade estrutural, apresentando bruscas reduções de volume e rápida diminuição da resistência quando umedecidos. A infiltração de água causa a perda total do "efeito de arco" no teto do túnel, gerando recalques diferenciais (Weng et al., 2019). Para contornar esses riscos pode ser realizado o *jet grouting* que atua preenchendo vazios e densificando a matriz do solo, sendo capaz de reduzir os recalques de superfície em cerca de 50% em comparação a túneis não tratados (Zhang et al., 2016).

A infiltração da água nos solos adjacentes ao túnel aumenta a carga direta exercida sobre a estrutura e redistribui as tensões, concentrando-as especialmente nos "pés" do arco do revestimento, o que gera fortes recalques em toda a estrutura. Os recalques diferenciais, maiores nos cantos do que no centro da base, tendem a criar fissuras longitudinais graves no centro do arco invertido. Essa patologia pode ser eliminada aumentando-se a rigidez à tração transversal do arco invertido durante a concepção da estrutura (Li et al., 2019). Durante a frente de escavação, a utilização de pré-escoramento (*forepoling*), reforços de aço (*steel ribs*) e abóbadas guarda-chuva (*umbrella vaults*) melhoram significativamente a estabilidade imediata da face (Zhang et al., 2016).

A natureza colapsível da argila porosa de Brasília tem contribuído para uma ampliação dos recalques na superfície de até três vezes dos valores esperados (Ortigão & Macedo, 1993). Farias & Assis (1994) associam este fato às deformações verticais de extensão que ocorrem acima do teto do túnel, originadas pelo alívio de tensões causado pela escavação do túnel. Estas deformações verticais criam forças de tração que as fracas ligações cimentíceas da

argila porosa não resistem, provocando o colapso de sua estrutura.

Em decorrência do colapso e da significativa variação de volume do maciço acima do túnel, a distribuição dos deslocamentos foge ao padrão comum. Nesses solos colapsíveis, os recalques máximos na superfície tendem a ser maiores ou iguais aos recalques ocorridos no próprio teto do túnel, enquanto em solos convencionais os deslocamentos tendem a se dissipar e diminuir em direção à superfície, Farias & Assis (1994).

Para contornar o problema da amplitude dos recalques e garantir a estabilidade da obra, de acordo com Carvalho (1995) na experiência da construção do Metrô de Brasília foram admitidos quatro tipos de métodos construtivos. A escavação da seção plena foi adotada quando possível, porém nas regiões mais complexas, devido à geologia ou a interferências externas, adotaram-se seções parcializadas visando a um aumento de estabilidade e à diminuição no volume de recalques gerados.

Além disso, foram realizados procedimentos para aumentar a estabilidade, tais como parcialização da escavação, redução no balanço entre a frente de escavação e o arco invertido (passo de avanço), e cravação de vergalhões na frente ou na abóbada. Nos casos com maior instabilidade foram utilizadas enfilagens injetadas com calda de cimento sobre a abóbada (Macedo et al., 1994).

No sistema metroviário de Brasília realizou-se 6,5 km de túneis rasos através do método NATM (New Austrian Tunnelling Method), utilizando a experiência de túneis em solo de São Paulo. Esta metodologia se destacou devido à sua grande flexibilidade para se adaptar a diferentes condições de solo e por permitir a modificação da sequência de escavação em tempo real (Negro e Eisenstein, 1981).

Devido à natureza colapsível do solo, a realização de um sistema de instrumentação (tassômetros, pinos de convergência, marcos de superfície e inclinômetros) é essencial. Já que os dados obtidos com o monitoramento servem para retroalimentar as informações de projeto, redefinindo as diretrizes de como se dará a continuidade da escavação e para a tomada de decisões na obra (SILVA, 2007).

2.3 CARACTERÍSTICAS DO SOLO LATERÍTICO

Para o dicionário Oxford, laterita é uma argila superficial ferruginosa vermelha friável. O solo laterítico, pertencente ao grupo das lateritas, é o produto do intemperismo tropical e subtropical cuja característica mais importante é a decomposição de minerais ferro-alumínio-silicatos e a deposição permanente de sesquióxidos dentro do perfil do solo. Em sua estrutura há presença de óxidos de ferro caracterizado pela cor avermelhada e a estrutura concrecional devido às características do clima tropical que favorece a precipitação de minerais. De acordo com Alexander e Cady (1962):

> Laterita é um material altamente intemperizado, rico em óxidos secundários de ferro, alumínio ou ambos. É quase desprovido de bases e silicatos primários, mas pode conter grandes quantidades de quartzo e caulinita. Pode ser duro ou capaz de endurecer quando exposto à umidade e secagem.

Existem alguns elementos principais que influenciam na formação do solo laterítico como material de origem (rocha mãe), clima (precipitação e temperatura), topografia e drenagem os quais resultam no processo conhecido como laterização.

2.3.1 Formação e ocorrência geológica

A laterização ou latolização é o processo pedogenético intenso que ocorre em ambientes de climas tropicais úmidos, caracterizada por sucessivos ciclos de umedecimento e de secagem, e pela ação dos agentes do intemperismo químico, que propiciam a formação dos solos lateríticos (Burgos; Conciani 2023). Esse processo é caracterizado por três etapas principais em que envolvem a transformação dos minerais primários em materiais ricos em minerais de argila com estrutura 1:1 e constituinte de laterita (Fe, Al, Ti e Mn).

A primeira etapa (decomposição) é caracterizada pela quebra físico-química dos minerais primários (SiO_2, Al_2O_3, CaO, MgO, K_2O, Na_2O, …) (GIDIGASU, 1976) e a liberação dos elementos constituintes potencialmente móveis, o resíduo de óxidos e hidróxidos se cristalizam, Loughnan, (1969). A segunda etapa (laterização) envolve a lixiviação, sob condições adequadas de drenagem, da sílica combinada e das bases e o acúmulo relativo ou enriquecimento de fontes externas de óxidos e hidróxidos de sesquióxidos (principalmente Al_2O_3, Fe_2O_3 e TiO_2). As condições do solo em que os elementos se tornam solúveis e são removidos pela lixiviação ou a combinação com outras substâncias dependem principalmente do pH da água subterrânea e das condições de drenagem (Pickering, 1962; Loughnnan, 1969).

Sob condições de intenso e prolongado intemperismo físico-químico, até os minerais argilosos são destruídos e a sílica é lixiviada; o restante consistirá apenas de óxidos de alumínio como gibbsita ou óxidos de ferro hidratados como limonita ou goethita provenientes do ferro, assim é o processo de laterização (Remillon, 1967 apud Gidigasu, 1976). A terceira etapa envolve a desidratação parcial ou completa (pode envolver o endurecimento) dos materiais ricos em sesquióxidos e minerais secundários. A perda de água provoca a cristalização dos coloides de ferro amorfos em minerais cristalinos densos, podendo resultar no endurecimento (formação de crostas ou cuirassse) dessas camadas.

A localização e a distribuição dos materiais lateríticos têm sido associadas às condições de temperatura e precipitação que fornecem um ambiente necessário para o acúmulo e o endurecimento dos sais de ferro na superfície da Terra entre as latitudes 35°N e 35°S (Persons, 1970). Também podem ser esperados em locais onde, embora ainda não tenham sido descobertas, existem condições ambientais adequadas para sua formação. Os continentes onde os depósitos avermelhados de intemperismo são encontrados de forma mais comum são a Austrálasia, a África e a América do Sul (Gidigasu, 1976). Essas localidades se assemelham, do ponto de vista climático, pela ocorrência de períodos de chuvas em estação quente e pela alternância de estações secas e chuvosas. Dado que a rapidez da decomposição das rochas em regiões quentes e úmidas é devida ao intemperismo químico intenso. A Figura 2.5 mostra a localização da existência dos solos lateríticos.

Destaca-se, nesse sentido, a hidrólise de um mineral que é facilitada pela presença de ácido carbônico formado a partir das moléculas de CO_2 presentes na atmosfera (Conciani et al., 2023). Nas regiões de clima tropical, a espessura do manto inconsolidado é muito superior, devido à temperatura que age como catalisadora das reações químicas que envolvem a água. Assim, além de haver mais água disponível para reação e para percolação, o calor ajuda a aumentar a quantidade de reações químicas que ocorrem.

Ademais, as condições de drenagem e a topografia influenciam no processo de laterização sendo isto notório nas variações de cor dos perfis de solo. Em áreas de drenagem deficiente, a cor do solo varia do amarelo, cinza, preto e até branco. Em perfis de solo submetidos a alternância de redução e oxidação (encharcamento e ressecamento, respectivamente) formam-se manchas de amarelo, laranja ou vermelho num perfil de solo que, de outra forma, seria cinza. Essas variações de cor refletem mudanças no grau de hidratação do ferro ou da alumina

presentes nos perfis como consequência de alterações nas condições de drenagem interna em diferentes partes da topografia local (Gidigasu, 1970).

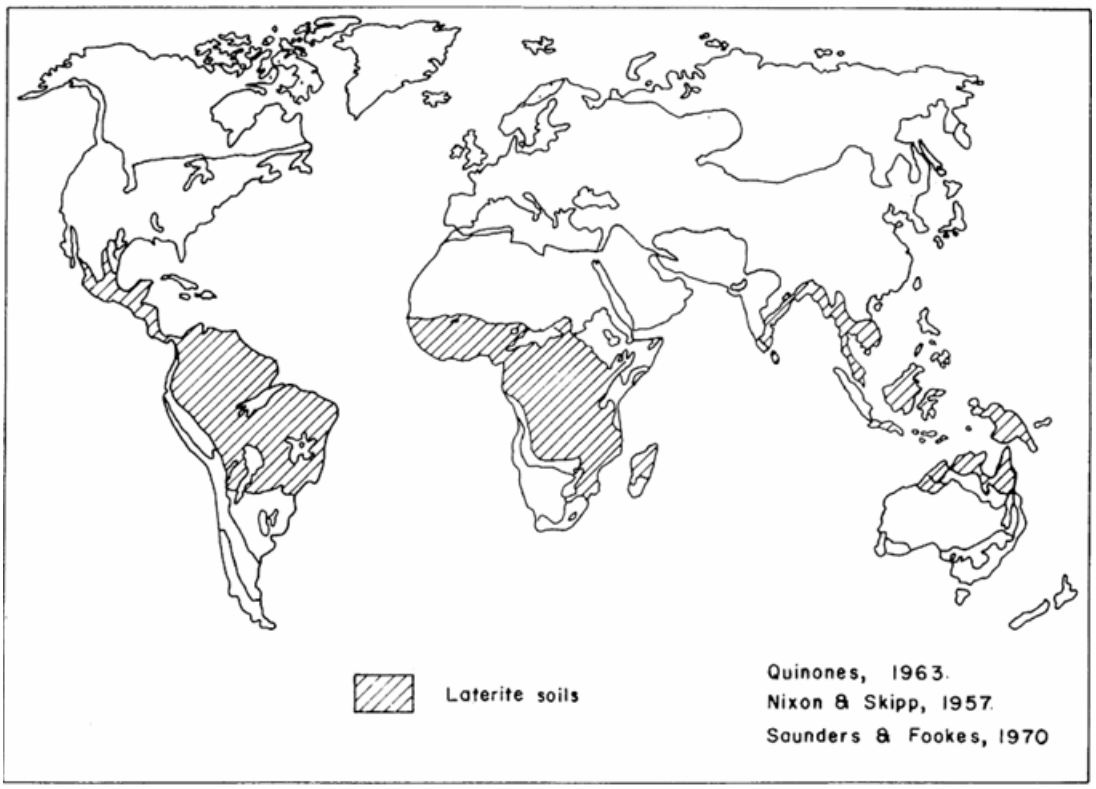


Figura 2.5 - Distribuição dos solos lateríticos no mapa-múndi (Gidigasu, 1976)

2.3.2 Estrutura e colapso

A quantidade de água que se infiltra no ambiente de intemperização é o fator mais importante que controla a taxa de decomposição dos minerais primários e a formação dos minerais secundários (Loughnan, 1969). De acordo com Jenny (1941), "O agente mais ativo no desenvolvimento de perfil do solo é a água que se infiltra. Enquanto a água passar pelo solo, as substâncias são dissolvidas, translocadas, precipitadas e floculadas, e o solo não se encontra num estado de repouso."

A lixiviação de materiais primários dissolvidos na zona de alteração é um processo importante na formação de solos lateríticos (Sherman, 1952; Loughnan, 1969). A remoção de bases e, especialmente, da sílica combinada causa uma decomposição adicional que, finalmente, leva à desintegração dos minerais de argila alumino-silicatada e à formação de hidróxidos de sesquióxidos (Loughnan, 1969). Vargas (1953) observou a influência considerável da lixiviação na variação vertical das propriedades geotécnicas de perfis de solos residuais no

Brasil. A lixiviação foi encontrada como causa de um aumento considerável da porosidade, que levou, em muitos casos, a vazios de cerca de 60% do volume total.

Alexander e Cady (1962) revelaram que alguns solos lateríticos frequentemente possuem uma estrutura granular porosa composta por materiais argilosos impregnados de ferro em pequenas agregações esféricas semelhantes a bolas de pipoca. A resistência dessas agregações deriva do fino filme ferruginoso encontrado tanto dentro dos microagregados das partículas elementares de argila quanto como revestimento sobre as partículas.

De acordo com Townsend et al. (1971), o papel dos sesquióxidos na formação desses microagregados é geralmente atribuído a um ou todos os seguintes fatores: (a) cimentação devido à precipitação de géis hidratados de ferro ou alumínio e à subsequente desidratação irreversível desses materiais; (b) a presença de ferro na solução, que impede a defloculação; e (c) a formação de compostos orgânico-minerais de solos húmicos com sesquióxidos livres. D'Hoore e Croegaert, (1954) apud Gidigasu, (1976) observaram que o ferro imobilizado nas partículas de argila facilita a formação de "pseudo-silte" e "pseudo-areia" na qual partículas de argila recobertas são ligadas por agentes aglutinantes alumino-ferruginosos e/ou complexos orgânicos para formar agregados estáveis de tamanho silte, os quais por sua vez se combinam para formar partículas de tamanho areia.

Os solos lateríticos são materiais geológicos amplamente encontrados em regiões de clima tropical úmido, como em grande parte do Brasil. Na região do Distrito Federal, é predominante a representação do latossolo vermelho, segundo a Embrapa (2004). Esse solo se assemelha às características do solo laterítico e apresenta o fenômeno do colapso retratado por Camapum de Carvalho et al. (1987, 1993, 1994). Tal fenômeno é objeto de estudo em diversas regiões do mundo e sua conceituação é pauta de discussão.

De acordo com Zur e Wiseman (1973), o colapso refere-se a uma densidade crítica abaixo da qual o colapso é provável, a depender do campo de tensões no momento do umedecimento. A ocorrência desse tipo de solo é vista sob distintas origens, climas ou tipologias, com os quais o fenômeno está intimamente, além de relacionado ao aspecto estrutural dos solos, da textura, dos agentes cimentantes e das condições de drenagem (Cardoso, 1995).

De acordo com Cardoso et al. (1998) constatou-se que o potencial de colapso dos solos do DF

é mais influenciado pelos fatores pedogenéticos, ou seja, pela origem dos solos, consequência do arranjo estrutural, o qual é resultado direto da origem química e mineralógica advindas durante a evolução intempérica. Para Guimarães (2002), os recalques apresentados pelos solos principalmente os mais superficiais, são quase que imediatos ao momento do carregamento, sendo que 80% deste chega a ocorre em menos de 15s após o carregamento. O índice de vazios, o grau de saturação inicial, a natureza do meio (fluido de saturação), o aumento de tensões e a história do material são os principais fatores que influenciam o colapso do solo conforme Camapum et al. (1987). Além da alteração do estado de tensões ou deformações também corroboram ao colapso como descrito por Assis e Farias (1998).

A transformação físico-química favorece a formação de solos lateríticos, os quais são altamente porosos, possuem estrutura composta por macro e microagregados (Carvalho et al., 2006; Carvalho et al., 2015), curva característica com distribuição bimodal e uma estrutura metaestável ocasionada também pela cimentação de óxidos de ferro e pela sucção matricial na condição não saturada do solo (Benetti e Miguel, 2013). A Figura 2.6 mostra a estrutura interna do solo tropical de uma amostra retirada da rodovia DF-120 no Distrito Federal. A microestrutura apresenta um formato de favo de mel, com grandes quantidades de poros, alguns contendo quartzo livre dentro e muitos outros sem conexão, ou com conexões complicadas, com macroporos externos (Carvalho et al., 2015).

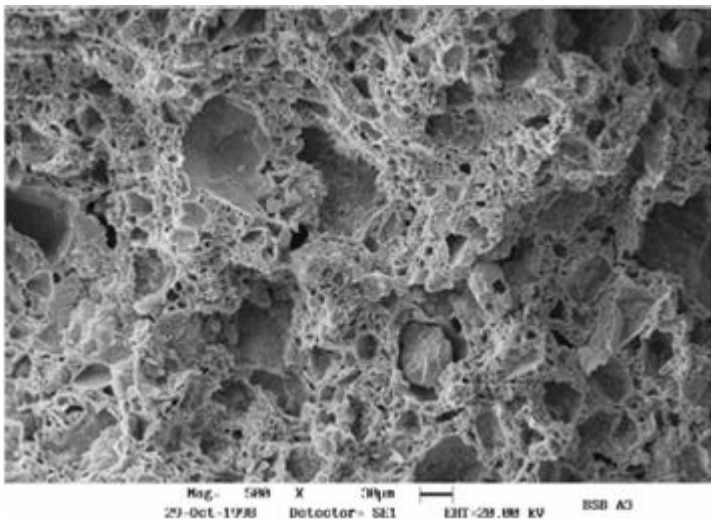


Figura 2.6 - Microestrutura de uma concreção de lateria do solo do Distrito Federal

Mesmo submetido ao processo de compactação, nestes solos, a presença dos microporos permanecem inalterados e o efeito da redução dos macroporos é mais eficiente em solos arenosos do que argilosos (Crippa et al., 2025). Sendo assim, o solo brasiliense é

caracterizado como laterítico e apresenta colapsibilidade, devido ao acréscimo de tensão, à umidade ou pela ação de líquidos agressivos que alterem o pH (Araki, 1997).

2.3.3 Propriedades geotécnicas

A formação dos solos tropicais apresenta características peculiares que as distinguem significativamente de solos de regiões temperadas. Isso, de fato, se comprova quando se observa a espessura do manto de alteração das rochas em regiões de clima tropical e temperado. As condições ambientais, grau de intemperismo e a composição mineralógica determinam as propriedades geotécnicas dos solos lateríticos que variam de acordo com a sua gênese.

A presença de argilominerais como a haloisita, proveniente do processo de formação do solo, decomposição da rocha de origem, apresenta sensibilidade à secagem e à umidade relativa do ar o que resulta na redução da plasticidade quando o mineral é desidratado. Em solos lateríticos, os limites de Atterberg (limite de liquidez e plasticidade) não são representativos quando feito o procedimento padrão porque são afetados pela secagem (ao ar pela estufa) e pelo preparo da amostra (Gidigasu, 1970). O processo de secagem transforma a haloisita hidratada instável em meta-haloisita estável, e isso é acompanhado pela perda de água intercamadas, o que afeta a densidade específica (Newill, 1961).

Os minerais secundários que são mais suscetíveis a alterações nas propriedades com a secagem são: haloisita hidratada, goethita, gibbsita, alofana, etc. (Gradwell e Birrel, 1954; Terzaghi, 1958; Newill, 1961; Frost, 1967). Ao lidar com solos lateríticos contendo esses minerais, Peck, (1971) apud Gidigasu (1976) sugeriu que os limites de Atterberg fossem determinados com base em testes realizados no teor de umidade natural e novamente em vários graus de secagem, a fim de avaliar completamente a gama de propriedades associadas às condições físicas que podem prevalecer em um serviço.

Durante o processo de secagem, pode aparecer outro problema nas propriedades dos solos lateríticos, a tendência à formação de agregados durante a secagem (Hirashima,1948). A tendência à formação de agregados durante a secagem foi talvez descrita pela primeira vez por Willis (1946) e Hirashima (1948) e, posteriormente, com mais detalhes por Terzaghi (1958). Em termos de granulometria, a secagem demonstrou causar um aumento no tamanho

das partículas de tal forma que grande parte das partículas de argila e silte se aglomeram até o tamanho de areia, com consequente modificação dos valores do limite de Atterberg (Willis, 1946).

Em contrapartida, a manipulação mecânica contínua na presença de água quebra a estrutura granular dos agregados. Consequentemente, o amolgamento tende a causar o aumento do teor de finos e, com isso, uma elevação acentuada na plasticidade. Newill (1961) e Townsend et al. (1971) avaliaram o efeito da remoção do óxido de ferro "livre" das argilas lateríticas na plasticidade e na distribuição granulométrica. Constatou-se que as agregações estavam, de fato, associadas à presença do óxido de ferro, pois sua remoção resultou no desaparecimento das agregações, resultando em um aumento no teor de argila e na plasticidade.

2.3.4 Comportamento mecânico

Há inúmeras hipóteses sobre a origem da laterita, existem certos fatos que são em comum em todas as propostas. Um desses fatos é que, nos estágios iniciais, a superfície de intemperismo perde sílica e bases. A dessilicação ocorre com o desenvolvimento progressivo de solos com uma sequência de minerais com menor teor de sílica. Em seguida, à medida que a dessilicação avança, os sesquióxidos se acumulam no solo. Esses processos de intemperismo são acelerados sob alta pluviosidade e altas temperaturas, comuns a muitas regiões tropicais. Por fim, todas as lateritas ferruginosas endurecem quando expostas. A laterita endurecida é composta por lentes ou concreções de óxidos de ferro frequentemente cimentadas entre si por uma argila caulinítica (Sherman et al., 1953).

O processo de laterização, a exposição a ciclos de dessecação em ambientes sem cobertura vegetal, resulta no endurecimento do horizonte superficial em que, na cidade de Brasília, este é um problema notável (Persons, 1970). Esse fenômeno, geralmente referido como uma propriedade de autoestabilização, tem sido atribuído à transformação dos sesquióxidos e minerais hidratados em formas desidratadas sob condições de dessecação (Sherman et al., 1953).

A desidratação do solo causa mudanças muito importantes nas propriedades físicas e químicas do solo. Isso causa o desenvolvimento de minerais inertes desidratados, o qual perde a capacidade de troca catiónica e em horizontes titaníferos ferruginosos, aumenta a densidade

aparente e a densidade dos grãos do solo. Sendo que a taxa de desidratação é determinada de acordo com a variação da quantidade do conteúdo mineral do solo e dos ambientes vegetativo e climático (Sherman et al., 1953).

O comportamento mecânico dos solos lateríticos é fortemente influenciado por seus processos pedogenéticos (como intemperismo químico intenso, lixiviação e laterização), pelo seu grau de intemperismo, composição mineralógica e por suas características microestruturais (Gidigasu, 1976). Os diferentes graus de intemperismo refletem-se nos parâmetros de cisalhamento, sendo que o solo menos intemperizado apresenta ângulos de atrito interno mais altos. A influência que a decomposição e a laterização têm sobre as características de resistência ao cisalhamento dos solos de laterita também foi relatada por Baldovin (1969), que concluiu que quanto maior o grau de laterização, mais favoráveis são os parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Alguns pesquisadores (por exemplo, Lumb, 1962a; De Graft-Johnson et al., 1968; Baldovin, 1969) notaram que os parâmetros de resistência ao cisalhamento são muito sensíveis ao teor de umidade e ao grau de saturação. A alta resistência à carga, baixa plasticidade e alta permeabilidade associadas aos solos lateríticos indeformados, quando empregado qualquer tipo de manipulação mecânica extensa na presença de água são perdidas após a remodelagem ou o trabalho do solo (ou seja, mistura, compactação). A estrutura granular é aparentemente quebrada e o solo se torna altamente plástico, com baixa capacidade de carga e drenagem deficiente (Gidigasu, 1976).

A resistência desse solo é dependente do teor de umidade e do grau de saturação, Guimarães (2002) constatou que na profundidade de 2 m a coesão natural do solo diminui, mas não de modo de importante, já no solo inundado independentemente do ciclo a coesão a passa ser nula o que evidencia a importância da sucção para a estabilidade dos macroagregados e do comportamento do solo. Já o ângulo de atrito aumenta o seu valor tanto na condição natural como inundada do solo. À medida que se aprofunda, o perfil do solo vai se tornando menos agregado e com uma menor predominância da macroporosidade.

Além disso, o solo laterítico pode apresentar anisotropia em sua resistência. Quanto à influência da direção do fluxo de água no solo, Guimarães (2002) notou que o solo possui anisotropia que é predominantemente vertical, e consequentemente a direção de lixiviação.

Porém, não observou a diferença citada por Araki (1997) em que as coesões obtidas nos cisalhamentos horizontais tendem a ser maiores que as dos triaxiais que por sua vez tendem a ser maiores que as do cisalhamento vertical.

As mudanças nas características estruturais e da própria textura do solo, devido à quebra dos agregados quando submetidos a um carregamento, resulta em um baixo coeficiente de expansão o que representa a não recuperação das deformações sofridas (Cardoso, 1995). Geralmente, a taxa de consolidação em solos lateríticos residuais de grão fino é alta, devido à permeabilidade relativamente alta dos solos, especialmente aqueles com uma estrutura xistosa (Gidigasu, 1976).

Vargas (1953) afirmou que a diminuição da razão de vazios com a pressão normal, aplicada em argilas residuais, segue a mesma lei que governa o fenômeno de adensamento em argilas sedimentares. Vargas (1953) também relatou que a pressão de pré-adensamento de Casagrande é de certa forma semelhante, isto é, até uma certa carga, a diminuição da razão de vazios por adensamento é muito pequena. Após a carga aplicada exceder esse limite, a relação entre a razão de vazios e a pressão aplicada segue a lei de adensamento. Lumb (1962) sugeriu que os fatores mais importantes que influenciam a consolidação dos solos lateríticos são o grau de lixiviação (que determina o valor da razão de vazios), o grau de intemperismo e a textura do solo. Por exemplo, a influência da razão de vazios e da textura do solo influenciam o coeficiente de adensamento do granito decomposto laterizado.

2.4 MODELAGEM NUMÉRICA DE TÚNEIS

A modelagem numérica se destaca pela capacidade de lidar com a complexa natureza geométrica dos problemas subterrâneos, a presença de descontinuidades e camadas de solo heterogêneas, além de permitir uma simulação detalhada dos procedimentos construtivos e de escavação. Sendo assim, tornou-se uma ferramenta fundamental e amplamente adotada na engenharia de túneis, pois supera as limitações dos métodos analíticos tradicionais (Gioda e Swoboda, 1999).

Historicamente e, na prática convencional, a modelagem em duas dimensões (2D) é frequentemente utilizada, assumindo o estado de deformação plana. Nas análises 2D, o avanço tridimensional da escavação é aproximado por métodos como o método da

convergência-confinamento ou o método de relaxamento de tensões (Panet, 1995 apud Djenane e Bezih, 2024). Para Galli et al., (2004), o grande desafio da modelagem 2D é que os resultados dependem fortemente da escolha arbitrária das frações de liberação das forças nodais.

Por outro lado, a modelagem tridimensional (3D) é quase obrigatória para avaliar corretamente os efeitos reais do processo de escavação e as condições de estabilidade da frente do túnel. (Ferrão et al., 2020; Galli et al., 2004). De acordo com Gioda e Swoboda (1999) uma das principais vantagens dos métodos de solução numérica consiste em sua capacidade de simular processos de escavação e construção.

Para obter sucesso na modelagem e uma boa representação do comportamento do solo, é necessário escolher um modelo constitutivo que o represente. As argilas residuais altamente porosas (como as encontradas no metrô de São Paulo e Brasília) exibem um comportamento contraintuitivo, ou seja, os recalques medidos na superfície costumam ser maiores do que os medidos na coroa do túnel (Farias e Assis, 1996; Almeida e Souza et al., 2011). Modelos elásticos ou de Mohr-Coulomb falham ao tentar reproduzir esse fenômeno, devido à incapacidade desse modelo de simular a dependência do caminho de tensões da rigidez do solo (Almeida e Souza et al., 2011). Já os modelos Cam-Clay modificado e modelo de Lade conseguem simular ciclos de trajetórias de tensões que resultam em redução de volume (compressão volumétrica positiva), mesmo quando a tensão média efetiva ao redor do túnel diminui, segundo Farias e Assis (1996); Almeida e Souza et al. (2011).

2.4.1 Método dos elementos finitos

A solução de problemas com naturezas geométricas complexas, distribuições de tensões iniciais não homogêneas e comportamentos não lineares ou dependentes do tempo dos materiais é em virtude do Método de Elementos Finitos (MEF), Gioda e Swoboda (1999).

A ideia básica do MEF consiste em dividir o corpo ou domínio do problema em partes menores chamadas de elementos finitos. Esses elementos são conectados por pontos chamados nós, formando o que se conhece como uma malha de elementos finitos. Em vez de tentar resolver as equações para o domínio inteiro de uma vez (o que para formas arbitrárias é quase impossível pelos métodos clássicos), o método descreve o comportamento de cada

elemento e, em seguida, os combina, transformando o problema em um grande sistema de equações algébricas lineares (Fish e Belytschko, 2009).

O propósito essencial dessa subdivisão é transformar o problema contínuo, regido por equações diferenciais complexas, em um número finito de equações discretas algébricas que podem ser solucionadas de forma aproximada por um computador. Na engenharia geotécnica, a geração da malha representa o comportamento do maciço notado pela discretização em malhas compostas por elementos de volumes, no caso do solo ou rocha. Já para o revestimento, cambotas metálicas e ancoragens são utilizados elementos unidimensionais de barra “beam elements” ou elementos de casca “shell elements” conectados ao solo (Gioda e Locateli, 1999; Zhao et al. 2022). Em alguns casos de interação solo-estrutura, elementos de interface são inseridos para permitir o deslizamento relativo entre os materiais (Djenane e Bezih, 2024).

Em infraestruturas subterrâneas, o MEF é capaz de simular a sequência de escavação e a instalação de suportes por meio do comando “*Birth and Death*”, o qual consiste na simulação da escavação desativando ou eliminando da malha os elementos que representam o solo escavado (Ferrão et al., 2020). Após a remoção, aplicam-se forças nodais equivalente às tensões do solo escavado ao contorno da abertura (Gioda e Locatelli, 1999). Na sequência, os elementos que representam o suporte (como concreto projetado, cambotas metálicas ou pregagens) são "ativados" na malha (Zhao et al., 2022). Essa abordagem fracionada permite observar a redistribuição de esforços a cada etapa construtiva.

Além disso, o MEF pode colaborar na retroanálise. A modelagem interage com a instrumentação de campo. Ao se medir o deslocamento durante a escavação real, dados de instrumentação real de campo (como convergências e recalques) medidos durante a obra, são comparados com resultados do MEF para iterativamente refinar e calibrar os parâmetros mecânicos (módulos elásticos e forças do solo) do modelo e melhorar a previsão das fases subsequentes, operando dentro do chamado Método Observacional (Gioda e Sowoboda, 1999).

2.4.2 Software PLAXIS

O PLAXIS é um software de engenharia geotécnica que realiza análises de deformação e

segurança de solos e rochas. Este software está disponível para modelagens bidimensionais e tridimensionais, o que facilita as avaliações para projeto, análise de solos, rochas e estruturas associadas. É um pacote computacional baseado no método de elementos finitos, em que são aplicados no software procedimentos gráficos automatizados, o que permite a geração rápida de modelos complexos de elementos finito (SEEQUENT, 2025).

Para obras subterrâneas, o software possui recursos específicos como o "*Tunnel designer",* que facilitam a criação de geometrias complexas de seção transversal e a definição da trajetória. Para o método NATM, os efeitos de arco tridimensionais em 2D podem ser simulados através do método de desconfinamento (método β). O programa também simula as diversas etapas de escavação, como a pressão da face do túnel, a conicidade da TBM, injeção de calda na cauda e a instalação do revestimento final. O processo é feito de forma realista, através do recurso de construção em etapas (*Staged construction*), que possibilita a ativação e desativação progressiva do solo e da água, bem como de elementos estruturais (escoras, ancoragens, estacas e revestimentos de túneis) fase a fase (SEEQUENT, 2025).

2.4.3 Análise em estado plano de deformações (EPD-2D)

No PLAXIS 2D, a análise em Estado Plano de Deformações (*Plane Strain*) é o modelo fundamental utilizado para problemas, nos quais a geometria da seção transversal, a estratigrafia do solo e o esquema de carregamento se estendem de forma contínua e uniforme na direção longitudinal (direção fora do plano computacional) (SEEQUENT, 2025).

Na simulação de túneis, a incorporação, da reprodução dos efeitos da frente de escavação, desses efeitos no estado plano de deformações utiliza frequentemente técnicas como o método da redução de rigidez e o método do relaxamento de tensões (Gioda, Sowoboda, 1999). Nesses métodos, aplica-se um parâmetro de alívio que "relaxa" gradualmente uma fração das forças nodais no contorno da cavidade antes da instalação do revestimento (Galli et al., 2004). Quando o fator de alívio de tensões é devidamente calibrado, os modelos 2D conseguem boas aproximações para vários parâmetros do projeto.

É possível prever com precisão satisfatória o recalque máximo na superfície e reproduzem adequadamente a bacia de recalques global ao longo da seção transversal. Além de modelar os deslocamentos horizontais transversais ao túnel na maior parte do maciço e obter a

distribuição de tensões e deslocamentos no solo pode se assemelhar muito àquela obtida em modelos 3D se a sequência de relaxamento de forças nodais estiver correta (Almeida e Sousa et al., 2011; Galli et al., 2004).

Apesar da sua utilidade prática, a análise em Estado Plano de Deformações apresenta limitações físicas que justificam o uso preferencial de análises 3D. Os resultados previstos pelo modelo 2D são altamente dependentes da fração exata de liberação de forças nodais que o engenheiro escolhe assumir (Galli et al., 2004). Além de ser fisicamente incapaz de simular o ciclo complexo de tensões que ocorre na região imediatamente acima do túnel durante o avanço da escavação (Almeida e Sousa et al., 2011). Já que as modelagens 2D, as tensões radiais e médias sofrem apenas uma diminuição monotônica, e não os ciclos de cisalhamento e variação efetiva da vida real. Por fim, as simulações 2D também podem superestimar deslocamentos horizontais para fora do túnel (*outward displacements*) em elevações próximas ao eixo central e laterais (*spring line*) quando comparados aos dados de campo e a análises 3D (Almeida e Sousa et al., 2011).

2.4.4 Análise tridimensional (3D)

Enquanto a análise 2D em Estado Plano de Deformações assume uma geometria contínua e infinita em uma das direções, a Análise Tridimensional (3D) no PLAXIS é fundamental quando a geometria do problema, a estratigrafia do solo, a disposição das estruturas ou o esquema de carregamento variam significativamente nas três dimensões espaciais (x,y e z). (SEEQUENT, 2025)

As modelagens 3D permitem simular a sequência de escavação e a colocação do revestimento. Enquanto as análises 2D exigem a adoção de fatores empíricos arbitrários (como frações de liberação/relaxamento de forças nodais) para tentar reproduzir o efeito do avanço da frente de escavação. A análise tridimensional dispensa essas suposições, modelando o procedimento real de forma muito mais precisa (Galli et al., 2004). Nesta perspectiva, o processo é reproduzido passo a passo através de comandos de ativação e desativação de elementos (técnica de *birth and death*) (Ferrão et al., 2020). Isso permite simular o avanço simultâneo da frente e dos suportes com seus devidos espaçamentos, bem como a instalação sequencial de cambotas metálicas, concreto projetado, enfilagens tubulares e pregagens na frente de escavação.

Uma das vantagens da análise 3D é a capacidade de capturar as interações espaciais e os ciclos de tensão que ocorrem na frente de escavação (Almeida e Sousa et al., 2011). Durante o avanço do túnel, o maciço de solo acima da cavidade experimenta um ciclo de tensões que envolve tanto tensões de cisalhamento quanto alterações na tensão média normal efetiva. Esse fenômeno explica o motivo pelo qual os recalques na superfície são maiores do que os medidos na coroa do túnel, um comportamento que os modelos 2D são fisicamente incapazes de prever, pois neles as tensões sofrem apenas um decréscimo monotônico contínuo (Almeida e Sousa et al., 2011).

Apesar da acurácia e flexibilidade, a principal limitação da análise tridimensional é o seu alto custo: a exigência de malhas complexas que englobam uma grande quantidade de elementos, demandando longos tempos de processamento computacional e operações trabalhosas para a preparação dos modelos e interpretação dos resultados (Oreste e Dias, 2012).

2.4.5 Módulo para simulação de túneis

No software PLAXIS, tanto nas versões 2D quanto 3D, a simulação de túneis é realizada através do módulo *Tunnel designer* (Designer de Túnel). Isso facilita e automatiza a modelagem de geometrias complexas de túneis, bem como suas propriedades e sequenciamento construtivo. Porém, o fluxo de trabalho da modelagem é dividido em várias abas/etapas que organizam o trabalho (SEEQUENT, 2025).

Primeiro, cria-se o túnel, define as propriedades gerais, especifica se o túnel será modelado de forma completa ou apenas metade e definem-se os pontos de inserção ou deslocamentos em relação aos eixos do túnel. Quanto à construção geométrica da seção transversal, visa-se ao formato do túnel desenhado utilizando tipos de segmentos como arcos e linhas, o que permite a definição precisa de raios internos para representar, por exemplo, o corpo de uma máquina tuneladora (TBM) ou o revestimento final.

Na definição de propriedades do designer do túnel, é possível a criação de placas "*plates*" para representação do revestimento final de concreto ou a couraça da máquina tuneladora. Já a perda de volume e a conicidade da TBM utiliza-se as contrações "*contractions*". No PLAXIS 3D, essa contração pode ter um valor de referência constante (C_{ref}) na face e um incremento

linear axial ($C_{inc,axial}$) para refletir a redução do diâmetro ao longo da couraça do equipamento. Para obter a interação de atrito e rigidez entre o túnel e o solo adjacente são inseridas interfaces negativas "*negative interfaces*" no contorno para representar este comportamento.

Quanto às pressões externas críticas, como a pressão da injeção de calda na cauda da TBM "*grout pressure*", a força de impulso dos macacos hidráulicos "*jack forces*", atua no revestimento, e as pressões de suporte na face de escavação "*tunnel face pressure"* utilizam as cargas de linha ou superfície "*Surface/Line loads*". No PLAXIS 3D, a aba de propriedades dispõe ainda de sub-abas específicas "*plane front"*, "*slice"* e "*plane rear*" para que se direcione com precisão se a propriedade se aplica na frente de escavação, ao longo do corpo do túnel ou na seção traseira (SEEQUENT, 2025).

No PLAXIS 3D, há a distinção entre trajetória "*trajectory*" e sequenciamento "*sequencing*". A trajetória diz respeito ao caminho longitudinal do processo de escavação adicionando segmentos com comprimentos específicos. Há o auxílio da ferramenta de fatiamento "*slicing*", a qual subdivide esses segmentos em anéis menores (por exemplo, fatias de 1,5 m), que correspondem a cada passo de avanço da TBM. Já o sequenciamento é um artifício que simplifica o modo construção por etapas "*staged construction*". Por fim, no modo de construção por etapas "*staged construction*", o módulo facilita a ativação progressiva do túnel através da configuração de passos de avanço "*advancement step*" o que automatiza a desativação de clusters de solo e a ativação correspondente do suporte e das cargas de projeto a cada ciclo de escavação.

Durante as fases de cálculo do tipo "*Staged construction*" (construção em etapas), possui o multiplicador ΣMstage, o qual atua como um controlador que define a proporção das mudanças especificadas (como aplicação de cargas, escavações ou ativação de elementos estruturais) que já foram aplicadas ao modelo numérico na fase atual. O parâmetro é incrementado gradualmente pelo programa de 0 a 1 durante a fase de cálculo. Ao alcançar o valor de 1.0 significa que 100% da carga prescrita ou da alteração geométrica foi aplicada e que o estado final previsto para aquele estágio foi totalmente atingido. Pode ser utilizado como um indicador de ruptura quando o parâmetro não alcança sua totalidade (menor que 1). Isso indica que o maciço falhou antes que a totalidade da carga pudesse ser aplicada ou a escavação concluída. Além disso, permite visualizar de forma clara a evolução das deformações para cada estágio de construção por meio da geração de curvas cargas-

deslocamentos no Plaxis.

2.4.6 Modelo *Hardening Soil* (HS)

O modelo HS foi desenvolvido a partir de uma reformulação do modelo hiperbólico de Duncan e Chang, superando as limitações deste último ao introduzir a teoria da plasticidade, o efeito da dilatância e o uso de superfícies de escoamento móveis (*yield caps*) para o cálculo das deformações plásticas no material, sem necessitar que a superfície fixa de ruptura seja atingida como no modelo de Mohr-Coulom (Muñoz, 2014). Nesse sentido, o modelo HS se sobressai ao modelo Mohr-Coloumb, pois a curva tensão-deformação é hiperbólica, ao invés de bi-linear, e apresenta a relação entre o controle do nível de tensão submetido e a rigidez do solo. As características do modelo, o HS garante a capacidade de representar o comportamento de vários tipos de solo, tanto coesivos como granulares.

A Fig. 2.7 apresenta a superfície de escoamento móvel que gradualmente se expande para representar o endurecimento dos solos à medida que a plastificação acontece.

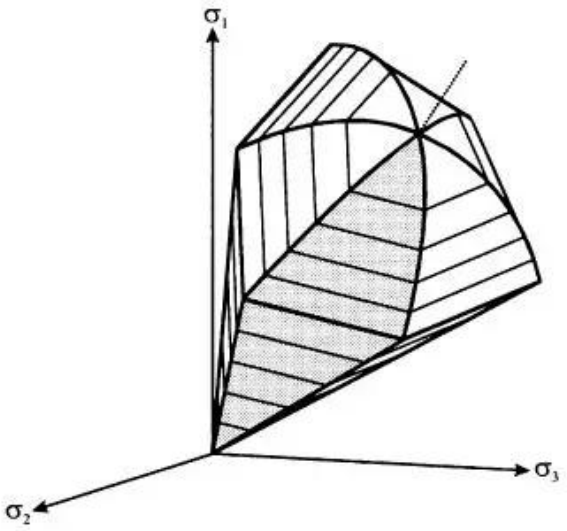


Figura 2.7 - Superfície de escoamento no espaço de tensões principais (Schanz et al., 1999)

Schanz et al. (1999) formularam um modelo constitutivo hiperbólico em que considera o endurecimento isotrópico com maior precisão da resposta mecânica dos solos, os quais têm um comportamento progressivamente elastoplástico apresentado na resposta experimental dos materiais (Barrantes, 2013). O modelo é definido por 11 parâmetros apresentados na Tab. 2.1.

Tabela 2.1 - Parâmetros que definem o modelo HS

Parâmetro	Definição
c'	Coesão efetiva
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
ψ	Ângulo de dilatância
E_{50}^{ref}	Rigidez secante no teste triaxial drenado padrão
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente em ensaios de edométricos.
m	Potência para dependência de rigidez no nível de tensão
E_{ur}^{ref}	Rigidez de carregamento/descarregamento
v_{ur}	Coeficiente de Poisson para descarregamento-carregamento
p^{ref}	Tensão de referência para rigidez
K_0^{nc}	Coeficiente de pressão lateral dos solos
R_f	Razão de falha q_f/q_a

A característica básica desse modelo é permitir a variação da deformabilidade do solo com o estado de tensão por meio do parâmetro (m), que controla os valores do módulo triaxial de carregamento (E_{50}), do módulo de descarregamento / recarregamento (E_{ur}) e do módulo de compressão confinada (E_{oed}) conforme as Eqs. 2.1 a 2.3, respectivamente. Estas equações definem a variação dos módulos de deformabilidade.

$$E_{50} = E_{50}^{ref}\left(\frac{c\cos\phi + \sigma_3' sen\,\phi}{c\cos\phi + p^{ref} sen\,\phi}\right)^m \qquad \text{(Eq. 2.1)}$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref}\left(\frac{c\cos\phi + \sigma_3' sen\,\phi}{c\cos\phi + p^{ref}\, sen\,\phi}\right)^m \qquad \text{(Eq. 2.2)}$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref}\left(\frac{c\cos\phi + \sigma_1' sen\,\phi}{c\cos\phi + p^{ref} sen\,\phi}\right)^m \qquad \text{(Eq. 2.3)}$$

onde:

m é o parâmetro que controla a variação da rigidez do solo com o estado de tensão (geralmente varia de 0,5 a 1); E_{50}^{ref}, E_{ur}^{ref} e E_{oed}^{ref} são módulos de referências, correspondente a valores de $\sigma_1' ou\ \sigma_3'$ iguais à pressão de referência p^{ref} (comumente é adotado um valor de $p^{ref} = 100\ kPa$).

A escolha deste modelo constitutivo, para este trabalho, foi pautada pela maior representatividade com o material de estudo e pela capacidade de calcular as deformações totais, usando uma rigidez dependente da tensão que é diferente para condições de carregamento e descarregamento/recarregamento. Ruiz (1997), afirma que um modelo

constitutivo adequado a representar o comportamento de solos porosos é aquele que cria melhores condições de reproduzir os deslocamentos provocados pelas escavações de túneis em solos porosos decrescentes com a profundidade. Já que o comportamento distinto dos solos porosos apresenta elevada rigidez inicial, passa a ser bastante deformável antes de atingir a resistência máxima, acompanhado de acentuada variação volumétrica por cisalhamento. De acordo com Rebolledo et al. (2019), o modelo HS possui uma boa representação do comportamento mecânico do solo de Brasília em condições naturais de umidade.

Em comparação com o Modelo Mohr-Coulomb, necessita da definição de um valor fixo do módulo de *Young* que seja compatível com o nível de tensão atuante do projeto ou definir manualmente um fator de incremento da rigidez que vai variando com a tensão de referência. No modelo HS, no entanto, só precisa definir o módulo de carregamento referido à tensão principal menor, $\sigma_3' = P_{ref}$ o que constitui uma vantagem para este modelo (Barrantes, 2013).

O HS adota dois critérios de escoamento de múltiplas superfícies. O primeiro é utilizado para modelar as deformações plásticas irreversíveis geradas, predominantemente, sob o carregamento desviador (cisalhamento) caracterizado pelo endurecimento por cisalhamento controlado pelo módulo triaxial (E_{50}). E o segundo introduz uma superfície de escoamento (*yield cap*) para calcular e modelar as deformações plásticas ocorridas durante o carregamento edométrico e isotrópico o que diz a respeito do endurecimento por compressão controlado pelo módulo de compressão confinada (E_{oed}).

O critério de ruptura adotado pelo Modelo HS é o de Mohr-Coulomb. Embora o HS seja um modelo de endurecimento contínuo em que as superfícies de escoamento se expandem conforme o solo se deforma plasticamente, essa expansão possui um limite. Quando o estado de tensões do solo atinge a superfície fixa definida pelo critério de Mohr-Coulomb, a ruptura é caracterizada ($q=q_f$) e o material passa a exibir um comportamento perfeitamente plástico, escoamento contínuo sem aumento de resistência (Schanz et al., 1999).

A tensão desviadora última, ou tensão na ruptura (q_f), é governada pelos parâmetros de resistência do critério de Mohr-Coulomb: a coesão efetiva (c'), o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e a tensão confinante ou principal menor (σ'_3). A equação constitutiva é dada por:

$$q_f = \frac{2\,sen\,\phi'}{1-sen\phi'}(\sigma'_3 + c'\cot\phi') \qquad \text{(Eq. 2.4)}$$

A tensão de ruptura (q_f) serve também para balizar a assíntota da curva hiperbólica de tensão-deformação (q_a). Eles se relacionam através da razão de ruptura (R_f), onde $q_a=q_f/R_f$ (geralmente, assume-se R_f =0,9)

A aplicação de uma tensão desviadora em uma amostra de solo resulta na redução de sua rigidez, acompanhada pelo surgimento de deformações plásticas permanentes. Esse comportamento, quando observado em solos normalmente consolidados sob ensaios triaxiais convencionais drenados, é adequadamente modelado por uma hipérbole, baseando-se nas formulações de Kondner e na metodologia de Duncan & Chang (Barranttes, 2013). A Fig. 2.8 apresenta a relação tensão deformação hiperbólica do modelo.

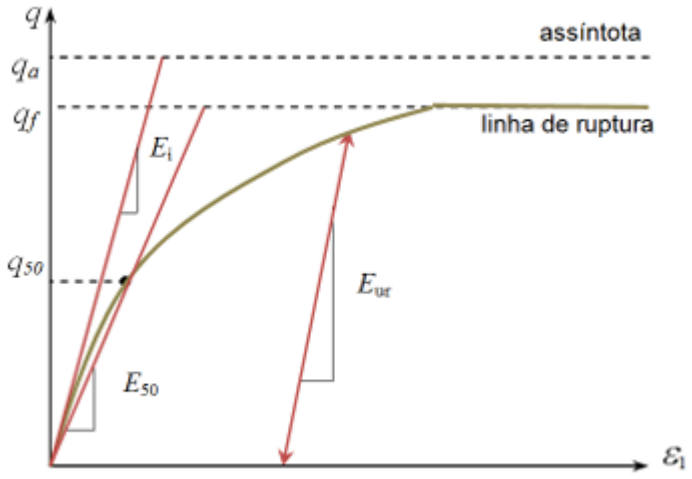


Figura 2.8 - Relação tensão-deformação hiperbólica em ensaios triaxiais consolidados e drenados (Schanz et al.,1999)

Segundo Schanz et al (1999), a vantagem do modelo HS sobre o modelo Mohr-Coulomb não é apenas o uso de uma curva tensão-deformação hiperbólica em vez de uma aproximação bi-linear, mas também o controle da dependência do nível de tensão. Para solos reais, os diferentes módulos de rigidez dependem do nível de tensão. Devido à natureza tridimensional e complexa, o modelo HS permite simular a variação da rigidez cisalhante e volumétrica do solo em função do nível de tensões.

Apesar da sua grande precisão, o modelo HS não é capaz de simular a perda de resistência pós-pico (*softening*), a qual pode ser gerada pela própria dilatância ou pela quebra das cimentações em solos estruturados e sensíveis. Além disso, não captura os massivos incrementos de rigidez em pequenas e micro deformações, nem o efeito de histerese sob

cargas cíclicas (OBRZUD e TRUTY, 2020).

2.4.7 Metodologia para obtenção do fator de segurança

No PLAXIS, a metodologia para a obtenção do fator de segurança baseia-se no método de redução de resistência (também conhecido como "phi-c reduction" ou redução c−ϕ). Na mecânica dos solos, uma definição mais apropriada é a razão entre a resistência ao cisalhamento máxima disponível e a resistência mínima necessária para manter o equilíbrio do modelo (SEEQUENT, 2025).

Para modelos que utilizam o critério de ruptura padrão de Mohr-Coulomb, a redução da resistência é aplicada reduzindo-se a coesão (c) e a tangente do ângulo de atrito (tan φ) na mesma proporção, conforme a Eq. 2.5:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\varphi}{\tan(\varphi_r)} = \sum Msf \qquad \text{(Eq. 2.5)}$$

Onde c_r e φ_r são os parâmetros de resistência reduzidos que são apenas grandes o suficiente para manter o equilíbrio, e ΣMsf é o multiplicador total que controla essa redução.

O número de passos (Max steps) padrão é 100. Ao contrário de uma análise de construção em etapas, o PLAXIS executa o número de passos especificado integralmente na tentativa de forçar o modelo à ruptura. Se 100 passos não forem suficientes, esse valor pode ser aumentado para até 1000 ou 10000 (SEEQUENT, 2025).

Durante o cálculo, o programa incrementa o valor de ΣMsf passo a passo até que a ruptura do solo ocorra. O fator de segurança global é exatamente o valor de ΣMsf no momento da ruptura, desde que este valor se mantenha mais ou menos constante por alguns passos sucessivos enquanto as deformações progridem. Embora os valores absolutos de deslocamento gerados na fase "*Safety"* não tenham significado físico real, os deslocamentos incrementais no último passo de cálculo são extremamente úteis para visualizar o mecanismo de ruptura provável da estrutura (SEEQUENT, 2025).

Capítulo 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é descrito o estudo de caso bem como sua localização e as características geométricas, geotécnicas. São abordadas, também, as metodologias propostas para escavação e as medições in loco do monitoramento de recalques e convergências. Em seguida, é apresentada a metodologia da modelagem numérica e sua finalidade com a definição da estratigrafia, propriedades, desenvolvimento da malha e as etapas da análise.

3.1 ESTUDO DE CASO

O túnel de travessia da rede de drenagem faz parte do projeto de lançamento final de drenagem pluvial, referente à implantação do Eixo de Transporte Oeste. Este trecho de drenagem está abaixo da travessia do metrô, perto do Terminal Asa Sul, em Brasília-DF. A travessia do túnel de drenagem com o metrô ocorre entre os PVs 45.1 e 46.1. A Fig. 3.1 apresenta a localização do trecho de estudo na rede de drenagem projetada.



Figura 3.1 - Localização do trecho de estudo na rede de drenagem projetada (Da Sila e Rebolledo, 2023)

O túnel tem o comprimento total de aproximadamente 26,6 m e um diâmetro externo de 3.416 mm, com um diâmetro interno final de 3,2 m após o revestimento. A profundidade da crista do túnel (C) é de 5,6 m, classificando-o como um túnel raso (C/D < 3). Foram propostas três metodologias construtivas: túnel de chapas metálicas corrugada, sistema de reforço com enfilagens e o tubo tracionado que posteriormente serão aprofundados. Houve diferença no comprimento de execução das metodologias e, no túnel de chapas metálicas havia a presença

de uma galeria existente, diferente do tubo tracionado.

O trecho de estudo do túnel possui estruturas vizinhas: dois poços de visitas e os trilhos do metrô sobreposto como pode ver em projeto na Fig. 3.2. O PV-45.1 tem forma cilíndrica, de 4,2 m de diâmetro interno, escavado com sistema de suporte tipo túnel em chapas metálicas corrugadas, da Cota 1055,796 m até aproximadamente 9,3 m de profundidade. Em seguida, do lado oposto, foi escavado o outro poço PV-46.1 até a mesma profundidade. Já a largura da faixa do metrô, entre os alambrados, é de 17,5 m, a 4,7 m de distância do eixo do PV-45.1, e a 6,7 m do eixo do PV-46.1.

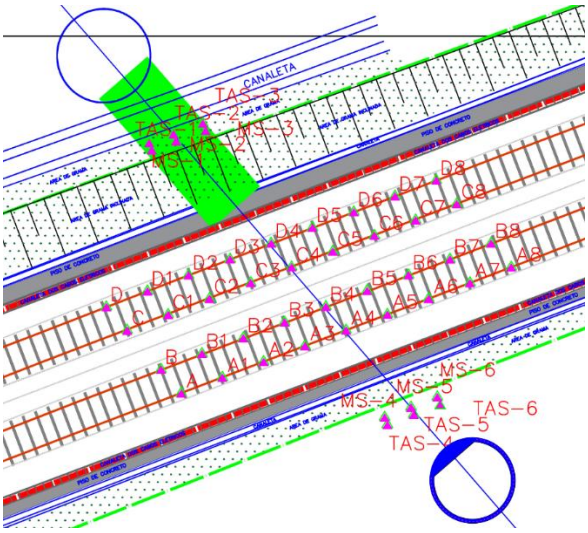
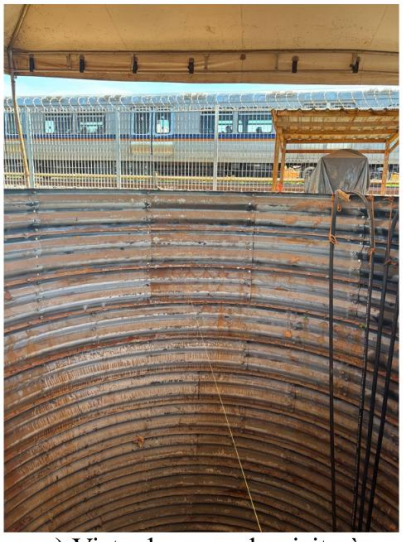
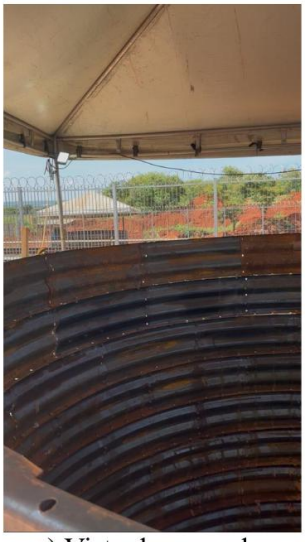


Figura 3.2 - Localização do eixo do túnel e estruturas vizinhas (Consórcio G5, 2024)

A Figura 3.3 apresenta as vistas dos poços de visita, e no momento da foto do poço de visita à jusante tem a passagem do metrô.



a) Vista do poço de visita à jusante



a) Vista do poço de visita à montante

Figura 3.3 - As vistas dos poços de visita

3.1.1. Caracterização geotécnica

A estratigrafia da área de estudo, definida por sondagens à percussão simples, revelou três camadas principais, como visto na Fig. 3.4. o túnel está aterrado na argila porosa colapsível:

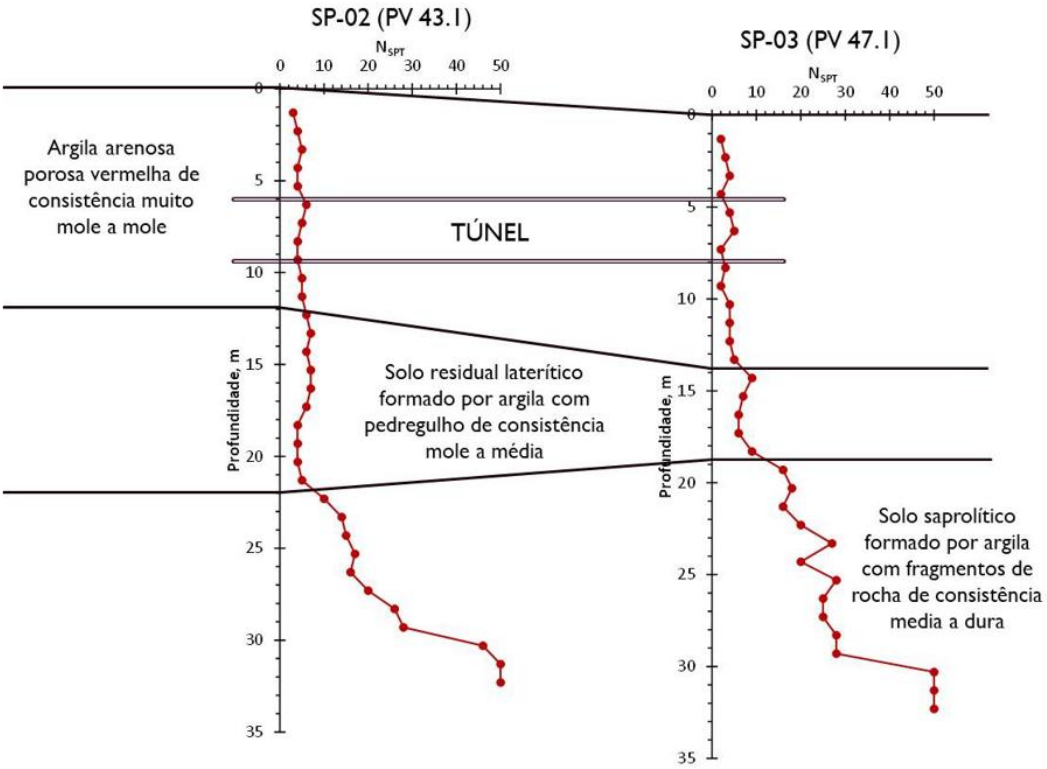


Figura 3.4 - Perfil estratigráfico do trecho de estudo (Da Silva e Rebolledo, 2023)

1) Superficialmente: Argila arenosa de cor vermelha, de consistência muito mole a mole ($N_{SPT} < 5$), conhecida como argila colapsível. A estrutura do solo confere um arranjo com alto índice de vazios e elevada porosidade. É constituída por agregados de argila, com dimensões de silte e areia (geralmente grumos de caulinita e grãos de quartzo), que são unidos por pontes ou filmes de argila (Carvalho, 1995). O túnel ficará localizado nessa camada de argila porosa colapsível. A profundidade varia de 12 m a 14 m no perfil. Diferente dos saprólitos, a argila porosa não apresenta qualquer tipo de estrutura reliquiar da rocha-mãe preservada. A principal limitação mecânica deste solo é a sua natureza altamente colapsível. Já que as fracas ligações cimentíceas (pontes de argila) entram em colapso facilmente quando submetidas a esforços verticais de tração (como o alívio de tensões causado pela escavação de um túnel) ou devido ao aumento da umidade/saturação (Farias & Assis, 1994). Esse colapso estrutural origina grandes variações volumétricas e recalques (afundamentos) na superfície, que chegam a ser até três vezes maiores do que os valores esperados (Ortigão et al., 1996).

2) Abaixo: Solo residual laterítico, composto principalmente por argila com pedregulho, de consistência mole a média ($5 < N_{SPT} < 10$). A profundidade varia de 19 m a 22 m no perfil. Este perfil de solo apresenta-se como uma transição em que não completou o intenso processo de laterização com a presença de pedregulho e, também, não há características reliquiares da rocha de origem.

3) Mais profundo: Solo saprolítico, formado por argila com fragmentos de rocha, de consistência média a dura ($N_{SPT} > 10$). Ao contrário da argila porosa, o processo de laterização neste material é pouco expressivo ou inexistente, sendo a estrutura reliquiar preservada o seu fator preponderante.

3.1.2. Métodos inicialmente propostos para a construção do túnel

A presença da sobrecarga (metrô) sobrejacente a construção do metrô, a baixa tolerância dos recalques e o tipo de solo poroso colapsível foram as causas para busca por métodos de escavação que garantissem a segurança e o êxito da escavação. Sendo assim estas foram as metodologias propostas:

a) Túnel em chapas metálicas corrugadas

Essa metodologia se caracteriza pela escavação modular do solo e montagem simultânea do suporte metálico do túnel a base de chapas de aço (Hérnandez, 2016), como pode ser visto na Fig. 3.5. Essa técnica foi muito utilizada nas décadas de 1980 e 1990.

Dentre suas vantagens se deve ao fato de a técnica possuir alta produtividade e relativamente baixa interferência com a superfície já que o acabamento e a escavação são executados de forma simultânea (Rocha, 2014). Apesar disso, as juntas dos anéis podem apresentar problemas caso não sejam bem executadas (Watashi, 2019 apud Garrido, 2003). O material metálico utilizado está sujeito à corrosão e ao ataque químico no ambiente subterrâneo. Como mitigação, as chapas podem ser galvanizadas, pintadas com epóxi (no terço inferior ou integralmente para meios agressivos) e, em muitos casos, recebem um revestimento interno estrutural e definitivo em concreto (cobrança de 360º ou apenas na base/calha) ou concreto projetado (FHA, 2009; TERRACAP, 2020).

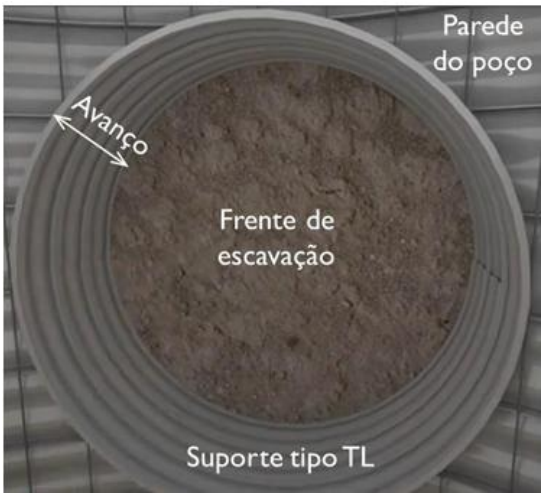


Figura 3.5 - Metodologia de chapas metálicas corrugadas (modificada de Naresi Júnior, 2021)

Devido ao uso de suporte por toda sua extensão, esse método construtivo é apropriado para túneis de pequenos diâmetros, portanto muito utilizado em meios urbanos para drenagens como desvio de rios e de esgoto, além de transporte de cabeamento de todo tipo.

A técnica padrão da metodologia pressupõe um solo com algum tempo de autossuporte (*stand-up time*). Em solos moles, areias soltas ou quando o lençol freático está acima do nível da escavação, torna-se necessário aplicar técnicas auxiliares. Isso pode incluir o rebaixamento do lençol freático, injeções de consolidação no solo, enfilagens tubulares ou o uso de escudos frontais metálicos, para suportar a frente de escavação e evitar desmoronamentos ou o soterramento do túnel (Naresi Junior, 2021).

b) Escavação reforçada com sistema de enfilagens

O principal problema ao fazer túneis em condições geotécnicas difíceis com métodos convencionais é o controle da deformação: sem suporte ou reforço, o solo plastifica e tende a afundar na abertura (queda de material da parte superior da face do túnel, extrusão da face do túnel e falha da face do túnel). Para interromper esse fenômeno de desconfinamento (também chamado de descompressão), pode ser útil usar uma técnica de pré-confinamento (ou seja, uma medida que atua para facilitar a formação de um efeito de arco no solo já à frente da face do túnel) (Bilotta et al, 2022).

O sistema de enfilagens consiste na instalação de barras de aço no terreno, à frente da escavação, com o objetivo de aumentar a resistência do solo e reduzir os deslocamentos. As

enfilagens são instaladas em linhas, com espaçamento e comprimento definidos em projeto. Esta é uma técnica típica de pré-suporte, pois cada tubo atua independentemente como uma única viga e não há efeito de arco significativo na estrutura (Bilotta et al, 2022). O sistema de enfilagens foi analisado com e sem reforço da frente de escavação.

A proposta inicial do sistema de enfilagens (Rebolledo e Assis, 2023) consistia em 6 linhas de enfilagens espaçadas a cada 4,5 m. A primeira linha localizada a aproximadamente 3,8 m antes do primeiro alambrado do metrô e a última linha a cerca de 1,2 m após o segundo alambrado. O suporte do túnel seria feito com os anéis corrugados, com avanço de 1,5 m e injeção de argamassa entre os anéis e o solo conforme visto nas Fig. 3.6. e Fig. 3.7.

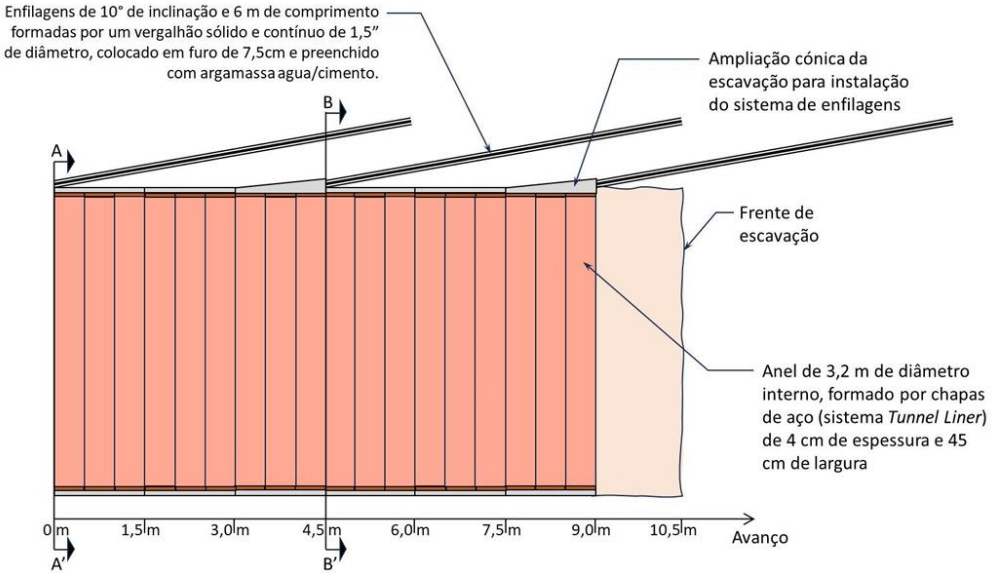
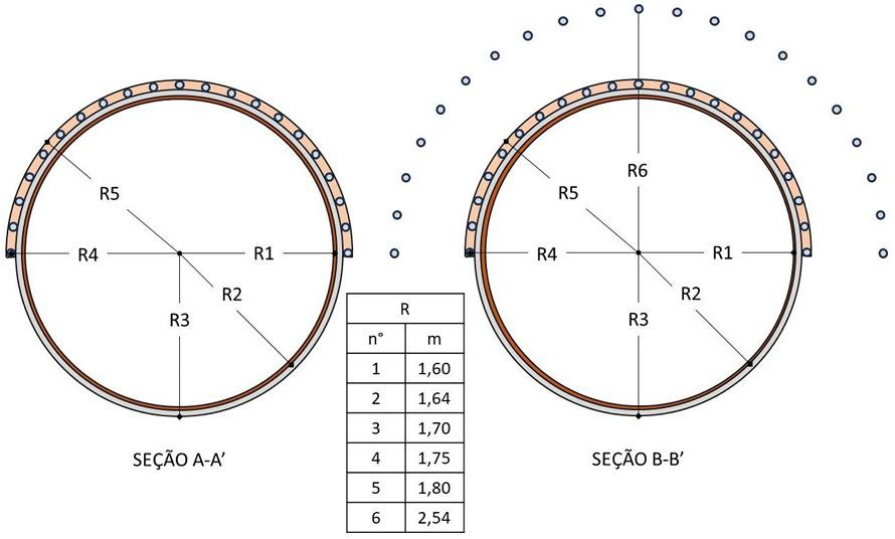


Figura 3.6 - Corte longitudinal do sistema de enfilagens (Rebolledo e Assis, 2023)



R	
n°	m
1	1,60
2	1,64
3	1,70
4	1,75
5	1,80
6	2,54

Figura 3.7 - Corte transversal do sistema de enfilagens (Rebolledo e Assis, 2023)

A proposta definitiva do sistema de enfilagens incluiu o reforço da frente de escavação com

inclusões horizontais de concreto ou grampos de fibra de vidro.

O sistema proposto consistiu em avanços da frente de escavação de 1 m, instalando imediatamente dois anéis de suporte e injetando argamassa entre o suporte e o solo. O sistema de enfilagens seria composto por um total de 8 linhas, com espaçamento de 3 m e inclinação de 10°, formadas por 21 vergalhões sólidos contínuos, com diâmetro de 1,5", colocados em furos com diâmetro de 7,5 cm e preenchidos com argamassa. Para o reforço da frente de escavação foram propostas duas soluções: a utilização de 6 linhas de inclusões de concreto (Solução 01) ou de pregagens de fibra de vidro (Solução 02), ambas com espaçamento de 65 cm e traspasse de 2 m.

Diante do que foi exposto, vale ressaltar que o sistema de enfilagens não impede completamente a possibilidade de rompimento do solo na frente de escavação. As soluções propostas consideravam que o sistema de injeção de argamassa entre o suporte e o solo fosse realizado de forma eficiente para garantir a ausência de espaços entre os dois elementos, e fosse executado imediatamente após a colocação do suporte.

3.1.3. Método de construção adotado: tubo tracionado

O método de instalação de tubos, internacionalmente conhecido como *Pipe Jacking* (cravação de tubos) ou *Microtunnelling* (microtunelamento), é uma técnica construtiva não destrutiva (*trenchless*), utilizada para a instalação de tubulações e redes de utilidades subterrâneas (Wadood et al., 2025). Este sistema consiste na cravação horizontal de tubos de aço, que servem como suporte para o túnel.

Os tubos utilizados precisam ser robustos, possuir alta resistência à compressão axial para suportar as elevadas forças dos macacos e ter o exterior liso para minimizar o atrito (Bickel et al., 1996). Como é um método que minimiza os deslocamentos na superfície, é ideal para obras em ambientes urbanos densos e para ultrapassar obstáculos físicos como rodovias, ferrovias, pistas de aeroportos e rios, sem a necessidade de abrir valas a céu aberto (PIPE JACKING ASSOCIATION, 2017).

O sistema de Tubo Tracionado adotado no projeto, conforme visto na Fig. 3.8, consistiu na cravação horizontal de tubos de aço com 16 mm de espessura, 7,2 m de comprimento

(dividido em dois trechos de 3,6 m) e diâmetros internos variando de 3.400 a 3.616 mm. Inicialmente, o primeiro trecho do primeiro tubo foi posicionado em um poço de entrada (PV45) até a profundidade do túnel. Em seguida, do lado oposto, foi escavado outro poço (PV46) até a mesma profundidade, onde foi instalado o sistema de tracionamento. Este sistema foi composto por um muro e sapata de reação, juntamente com macacos hidráulicos que possibilitam o tracionamento do tubo por meio de duas hastes (Fig. 3.10).

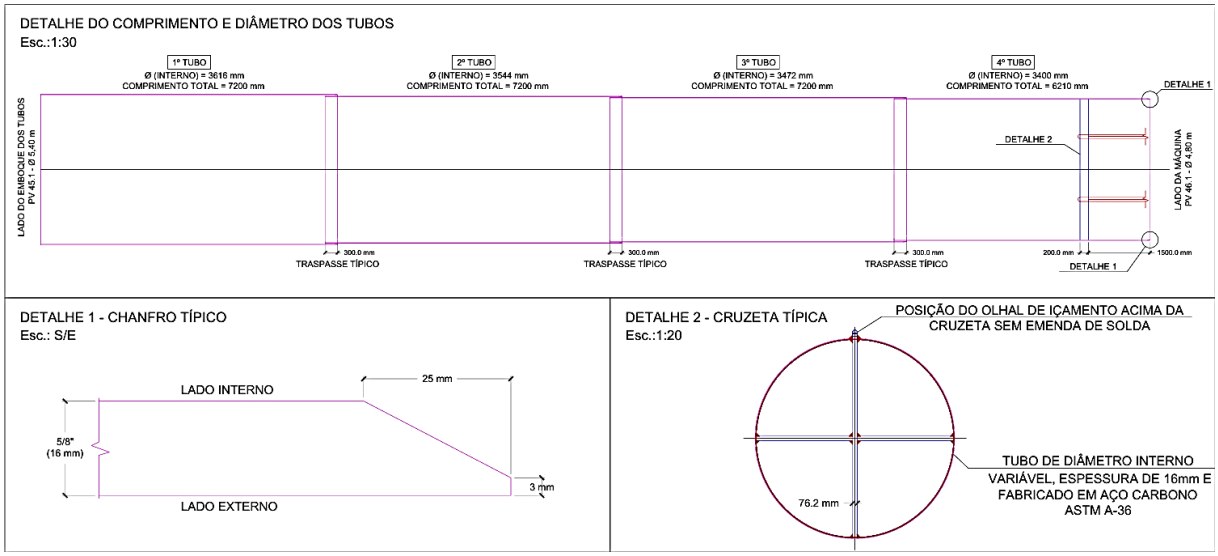


Figura 3.8 - Sistema de Tubo Tracionado (Kali Engenharia, 2023)

O primeiro tubo (primeiro trecho de 3,6 m), que foi engatado na haste do furo guia, contou com uma coroa de reforço e um suporte vertical (cruzeta) para o tracionamento. O segundo trecho do tubo foi soldado ao primeiro e tracionado até atingir os 7,2 m. Em seguida, o segundo tubo, que teve um diâmetro menor (72 mm menor), foi colocado no interior do primeiro e tracionado no solo até sua cravação total, deixando um traspasse de aproximadamente 30 cm. Esse mesmo processo foi proposto para os tubos 3 e 4.

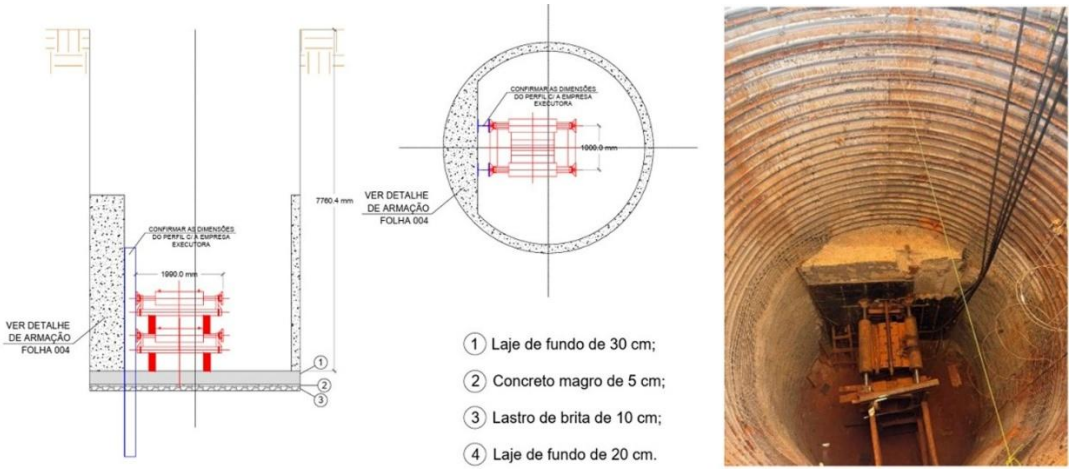


Figura 3.9 – Sistema de tracionamento, Poço PV46 (Kali Engenharia, 2023)

Para garantir a estabilidade da frente de escavação, o projeto inicial previa manter, em todo

momento, um comprimento mínimo de 1,5 m do *plug* de solo para dentro do tubo. Além disso, foi proibido o uso de água (lançada ou injetada) ou qualquer outro tipo de fluido na frente de escavação para facilitar a entrada do tubo durante o tracionamento, uma vez que seu uso poderia levar ao colapso da estrutura do solo e, por tanto, a falha repentina da frente de escavação.

A força de cravação é o parâmetro mais crítico do projeto, pois governa o dimensionamento estrutural dos tubos e da parede de reação no poço de ataque.

De acordo com Wadood et al. (2025) e Bickel et al. (1996), para viabilizar a técnica e atingir maiores distâncias, podem ser adotadas duas soluções principais:

1) Lubrificação: Durante a cravação do tubo, a ruptura e o amolgamento do solo criam um espaço anular (*overcut*) entre a parede do tubo e o maciço. A injeção de um fluido lubrificante neste espaço reduz a aderência na interface solo-tubo. No estudo de caso, adotou-se a injeção de graxa como lubrificante, a partir da cravação do tubo 3.

2) Estações Intermediárias de Cravação (*Intermediate Jacking Stations* - IJS): Quando a força total de cravação esperada excede a capacidade dos macacos principais ou a resistência estrutural dos tubos, instalam-se cilindros de aço equipados com macacos hidráulicos no meio da coluna de tubos. Isso permite empurrar a tubulação em etapas (com um movimento semelhante ao de uma lagarta), reduzindo a distância de atrito que a estação principal precisa vencer.

3.1.4. Cronograma de execução da obra

A obra teve início em 24/11/2024 e foi concluída em 14/04/2025, conforme ilustrado no cronograma da obra na Fig. 10. Devido a problemas na cravação dos primeiros dos segmentos dos tubos (Fig. 3.11) e o desenvolvimento de recalques consideravelmente maiores aos estimados no projeto, houve uma paralisação entre 13/12/2024 e 24/03/2025. Os problemas ocorreram devido a múltiplos fatores analisados durante esse período: desvio do tubo durante a cravação pelo macaco, aderência elevada entre solo e maciço (decorrente da recuperação tixotrópica da resistência e rigidez do solo amolgado no início da cravação), provável *overcut* (para tentar romper a aderência desde a frente de escavação) e geometria inadequada do

chanfro (durante o corte, o solo era empurrado em direção ao maciço, em vez de ser direcionado para o interior da escavação).

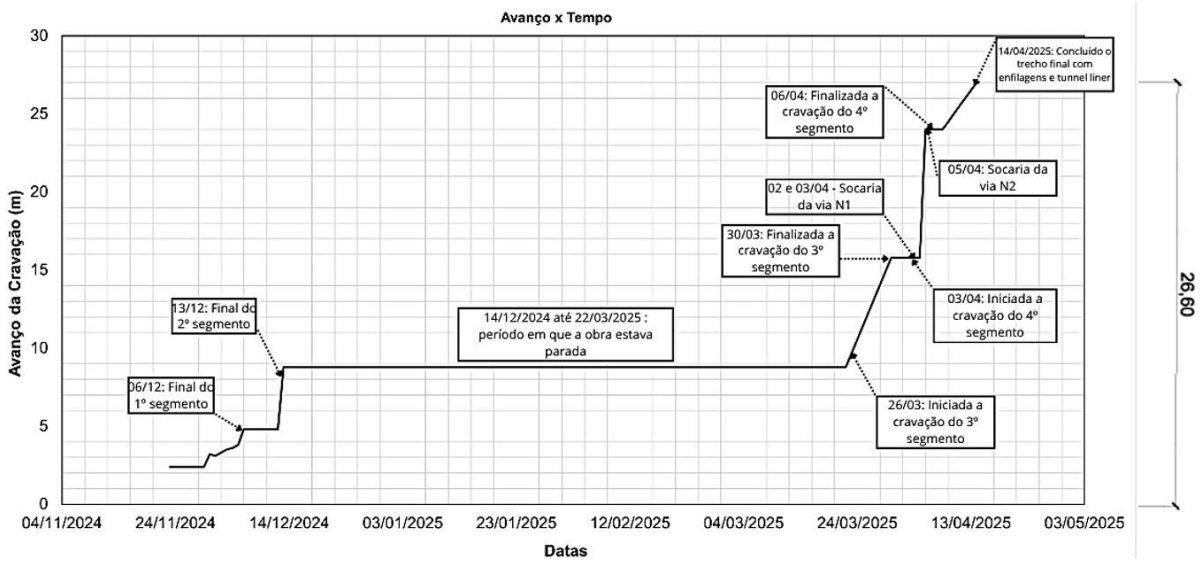


Figura 3.10 - Cronologia da obra (Consórcio G5, 2025)

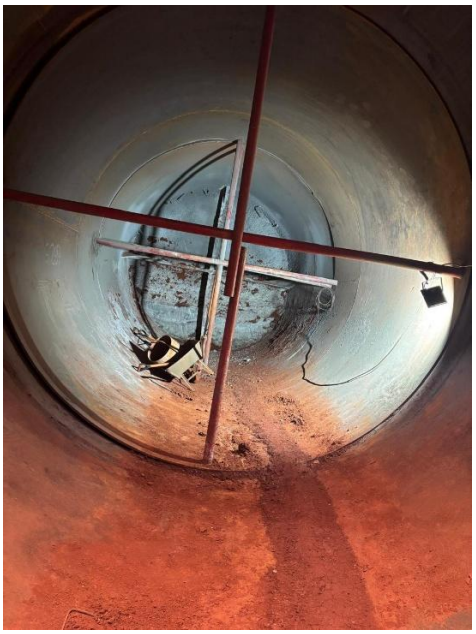


Figura 3.11 - Cravação do 1º tubo

Durante o período de paralisação, foram coletadas amostras indeformadas na frente de escavação. Os resultados dos ensaios triaxiais e de cisalhamento permitiram reduzir o comprimento do *plug* de solo dentro do tubo a praticamente zero, mantendo o fator de segurança da frente adequado ao projeto (FS ≥ 2, Rebolledo, 2025) e facilitando a escavação — ao diminuir a aderência solo-maciço e otimizar o corte pelo chanfro. Além disso, a geometria do chanfro foi corrigida e um sistema de injeção de graxa foi implementado, conforme ilustrado na Fig. 3.12. Tais medidas foram adotadas a partir da cravação dos

segmentos 3 e 4. Contudo, como indicado na Fig. 3.10, foram necessários serviços de socaria nos trilhos do metrô para garantir que os deslocamentos verticais permanecessem dentro do limite de 2 cm estabelecido pelo metrô.

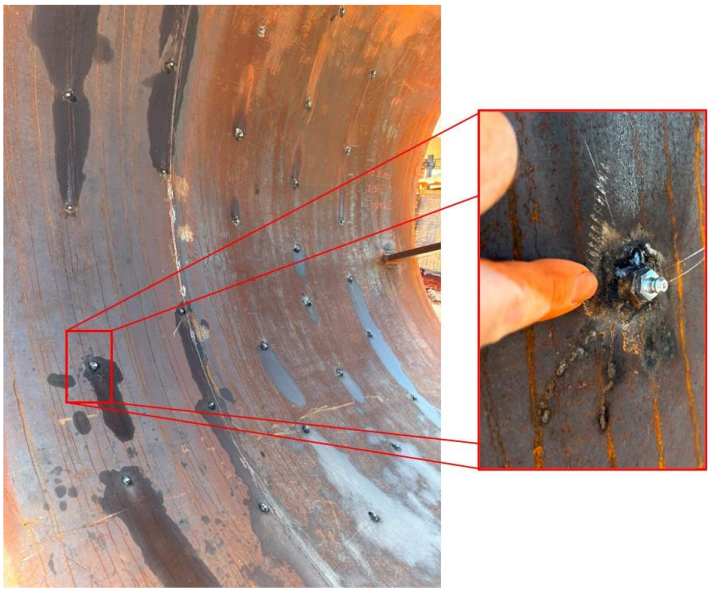


Figura 3.12 – Sistema para injeção de graxa desde o interior do tubo

Como não foi possível concluir a cravação dos dois primeiros segmentos de tubo, restaram aproximadamente 3 metros para finalizar o túnel nas proximidades do Poço PV46. Decidiu-se, então, concluir a escavação utilizando um sistema de enfilagens a partir do Poço PV46, com suporte estrutural composto por chapas corrugadas, conforme ilustrado no cronograma da obra (Fig. 3.10) e na Fig. 3.13. A configuração final do túnel, já com o suporte definitivo, se ilustra nas fotos da Fig. 3.14.



Figura 3.13 - Conclusão do trecho final com enfilagens (Consórcio G5, 2025)

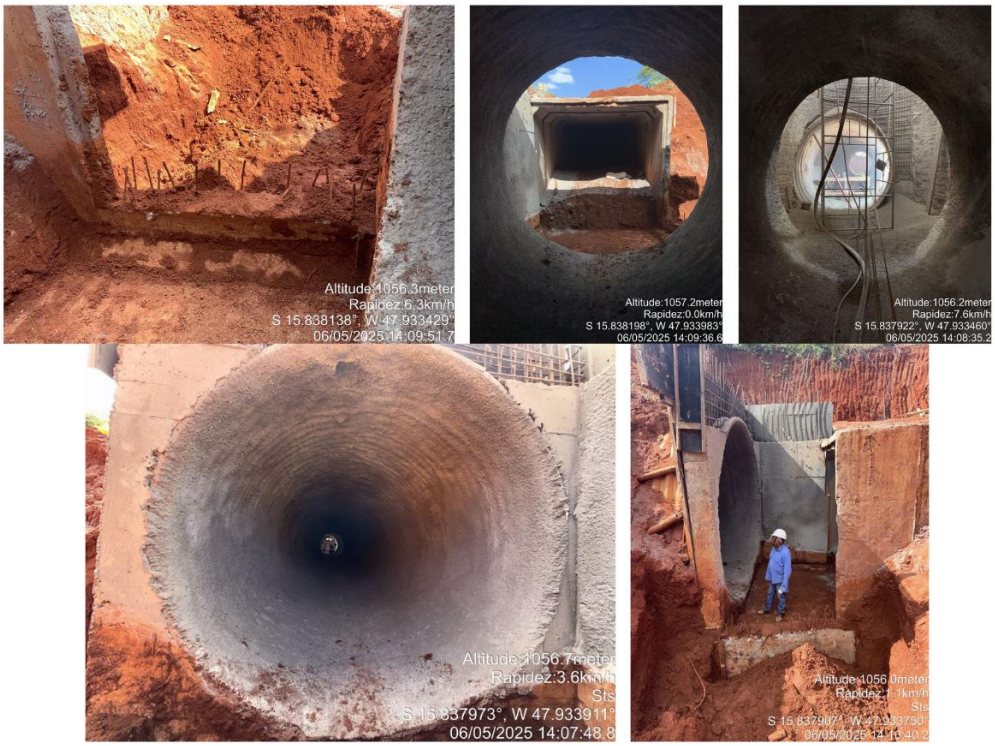


Figura 3.14 – Configuração final do túnel (SODF, 2025)

3.1.5 Monitoramento dos recalques

A instrumentação geotécnica é utilizada durante a construção para monitorar deslocamentos do solo e da estrutura, recalques de superfície acima e próximo ao túnel, deformação das escoras iniciais do túnel e do revestimento final, níveis de água subterrânea, cargas em elementos estruturais dos sistemas de suporte da escavação, e vibrações do solo e da estrutura, entre outros. Tal instrumentação é o elemento-chave de qualquer programa de manutenção e proteção de estruturas e instalações existentes (*Federal Highway Administration* - FHWA, 2009).

Os marcos superficiais são um exemplo de monitoramento de recalque medidos na superfície do terreno para verificar a estabilidade de taludes, aterros e obras de engenharia. Foram avaliadas 96 medições, de 70 pontos da instrumentação distribuídos na obra até o fim da obra e, posteriormente, foram inseridos mais de 40 pontos para acompanhamento das leituras pós-obra, a localização da instrumentação da obra é apresentada na Fig. 3.15.

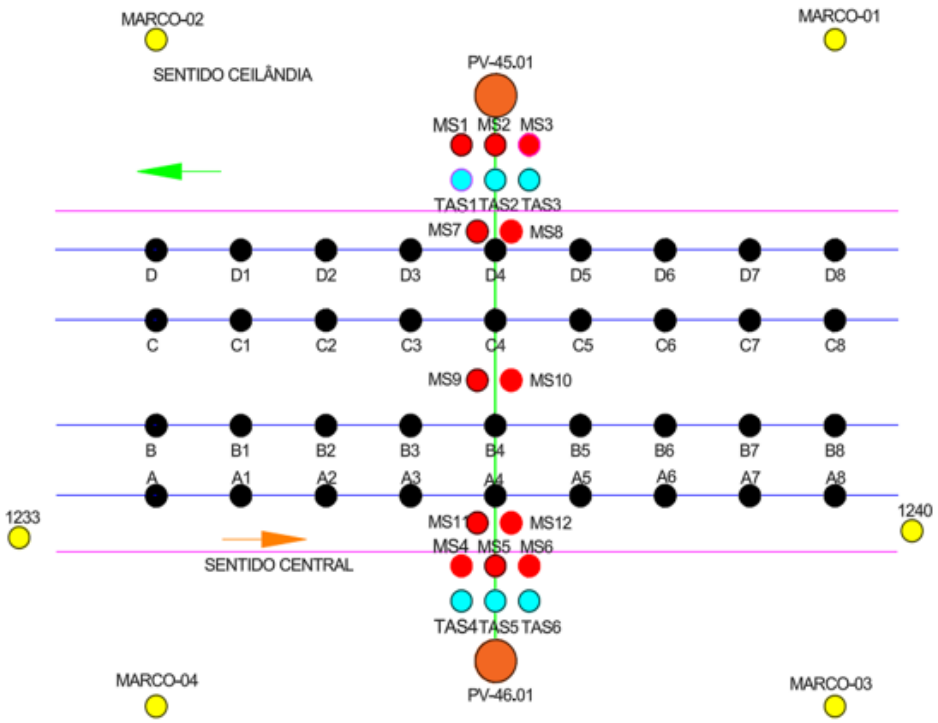


Figura 3.15 - Localização da instrumentação da obra (Consórcio G5, 2025)

A Fig. 3.15 identifica a localização do poço de visita PV45 correspondente de onde iniciou a obra e o poço de visita à jusante corresponde ao PV46. A instrumentação da obra dispõe de quatro marcos superficiais no entorno da obra (Marco-01, Marco-02, Marco-03, Marco-04), próximos aos PV's que possuem três marcos superficias à montante (MS1, MS2, MS3) e três à jusante (MS4, MS5, MS6); três tassômetros à montante (TAS1, TAS2, TAS3,) e três à jusante (TAS4, TAS5, TAS6), além das leituras dos recalques nos trilhos do metrô dispostos pelas denominações A,B,C,D, respectivamente, de jusante à montante.

3.2 MODELAGEM NUMÉRICA

O modelo numérico desenvolvido, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), visa estabelecer uma metodologia para a análise e o controle de projetos de túneis rasos. O estudo simula o comportamento do solo colapsível de Brasília sob a técnica construtiva adotada, considerando condições de umidade natural e saturada (nas profundidades de 3 m e 4 m). Realizaram-se análises em Estado Plano de Deformação (EPD) para determinar os estados-limite de serviço (recalques e convergências), abordando condições de deformação e ruptura em escavações sem suporte. Adicionalmente, empregou-se modelagem 3D para obter a magnitude dos recalques, as convergências durante o processo construtivo e o fator de segurança, com a subsequente validação dos resultados mediante comparação com os dados

de monitoramento da obra.

3.2.1 Propriedades

Devido à inexistência de ensaios mecânicos específicos para a caracterização dos solos no local de estudo, os parâmetros foram adotados com base em trabalhos de referência. Guimarães (2002) forneceu a caracterização inicial do solo do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília. De Pérez (2017) extraíram-se os parâmetros do modelo *Hardening Soil* (HS) para as três camadas. Adicionalmente, baseou-se na metodologia de validação de parâmetros mecânicos proposta por Rebolledo et al. (2022), desenvolvida para o perfil de solo típico de Brasília via *SoilTest* (Plaxis). Com base nessa fundamentação, definiu-se a estratigrafia adotada na modelagem numérica bidimensional, conforme apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Propriedades consideradas para a estratigrafia do local para o modelo constitutivo HS (obtidas de Rebolledo, et al. 2019)

Parâmetros	Camada e número respectivo							
	C-1		C-2			C-3	C-4	C-5
			Argila arenosa porosa				Residual laterítico	
	Condição			Condição		Cond.	Cond.	Cond.
	Nat	Sat	Nat	Sat	Nat	Nat	Nat	Nat
Prof. (m)	0-1,5	0-1,5	1,5-4,0	1,5-4,0	4,0-6,5	6,5- 14	14-17	17-20
γ (kN/m³)	13,1	16,5	12,8	16,4	12,8	13,9	14,3	16
c'(kPa)	5	0	5	0	5	5	20	75
ϕ'(°)	25	26	25	26	25	26	32	20
ψ(°)	0	0	0	0	0	0	0	0
E_{50}^{ref} (MPa)	3,2	2,2	2,5	2,1	2,5	4	12	13,2
E_{oed}^{ref}(MPa)	4,9	1	1,5	0,816	1,45	2,2	6,9	7
E_{ur}^{ref}(MPa)	14	13	14	13	14	36,9	37,5	54
m	0,5	0,65	0,5	0,8	0,5	0,5	0,5	0,5
v_{ur}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p^{ref} (kPa)	100	50	100	50	100	100	100	100
R_f	0,8	0,75	0,8	0,75	0,8	0,9	0,9	0,9
POP (kPa)	65,7	16,1	31,8	6,6	31,8	0	31,4	0
K_0^{nc}	0,58	0,56	0,58	0,56	0,58	0,56	0,47	0,66
K_0	1,37	0,75	0,77	0,75	0,77	0,56	0,56	0,66

As propriedades consideradas para os elementos estruturais são apresentadas na Tabela 3.2. para o tubo tracionado.

Tabela 3.2 - Propriedades consideradas para os elementos estruturais

Parâmetro	Muro PV	Tubo	Laje PV
Espessura, d (m)	0,036	0,016	0,30
Peso específico, γ (kN/m³)	74	74	24
Módulo de elasticidade, E (GPa)	210	200	20
Relação de Poisson, ν	0,30	0,26	0,15

Conforme mencionado no item 3.1.4, realizaram-se ensaios triaxiais e de cisalhamento direto em amostras indeformadas durante a construção dos dois primeiros segmentos do túnel. Entretanto, optou-se por não utilizar os resultados obtidos, visto que não foi possível determinar os parâmetros de rigidez e compressibilidade necessários para o modelo HS. Essa limitação ocorreu porque os ensaios triaxiais foram conduzidos em condições não drenadas (CU) e não foram realizados ensaios de adensamento unidimensional complementares.

3.2.2 Análise em estado plano de deformações (EPD-2D)

Essa simulação numérica considerou duas condições de umidade do solo: natural e inundada. No caso da inundada, testaram-se as profundidades de 3 m e 4 m, visto que, segundo Guimarães (2002), essas cotas representam a zona de transição caracterizada pelas maiores variações de umidade sazonal. Além disso, foi considerada a simetria do problema, mas apenas a metade do modelo geométrico, mantendo-se a profundidade da crista do túnel em 5,6 m.

A análise 2D considerou um domínio horizontal de 3,5 vezes o diâmetro do túnel (D) e uma profundidade de 20 m, abrangendo a seção abaixo da estrutura do metrô. Realizou-se um refinamento da malha até uma distância horizontal de $1{,}25D$ a partir do eixo do túnel e até a cota de sua base, visando maior precisão nos resultados. A Fig. 3.16 apresenta o modelo numérico 2D resultante.

A malha de elementos finitos foi construída com um total de 4.598 elementos e 37.105 nós, considerando a densidade geral da malha como fina. As condições de contorno do modelo são o limite inferior do modelo, fixo em todas as direções, e a superfície do modelo é livre para se movimentar em todas as direções.

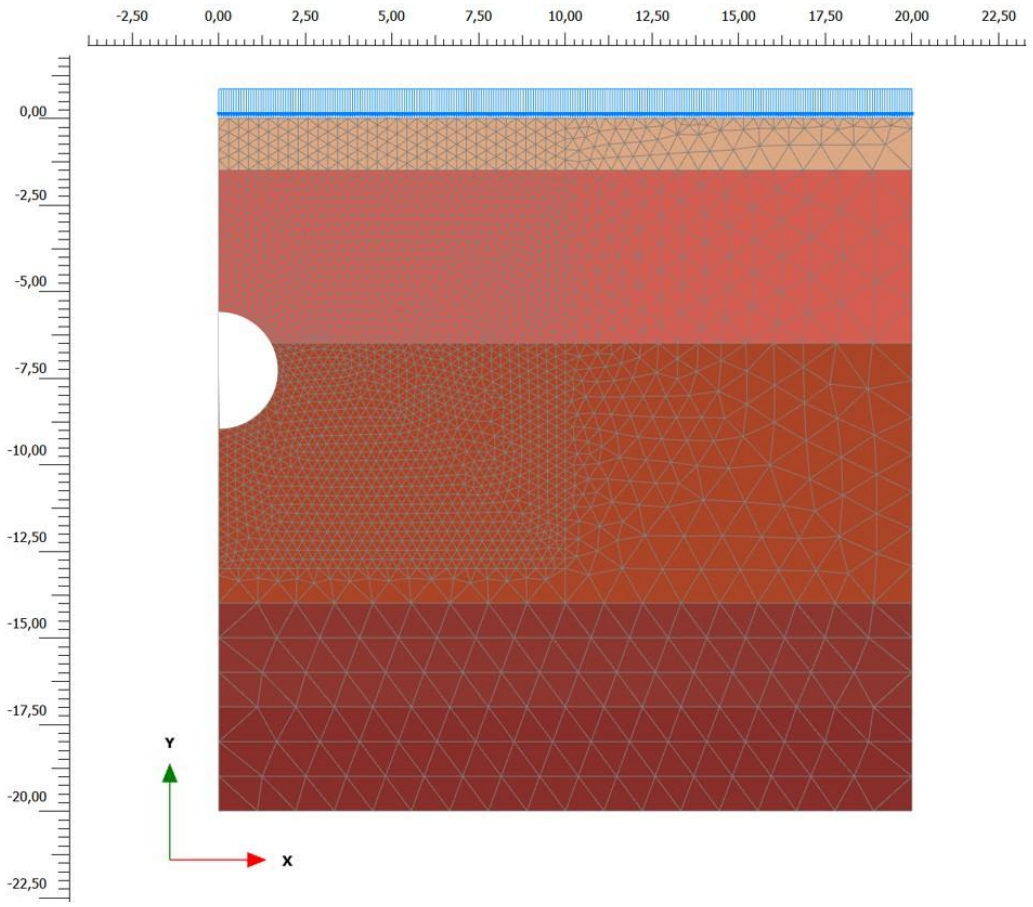


Figura 3.16 - Malha de elementos finitos utilizada na modelagem numérica 2D

Para a simulação da escavação foi utilizado o módulo *Staged Construction*, visto na Tabela 3.3 o resumo das etapas de análise. Na etapa inicial foram geradas as tensões iniciais do solo usando o procedimento K_0. A etapa 1, considera a sobrecarga do metrô ativado. Já a etapa 2 simula a escavação total da frente do túnel.

Tabela 3.3 - Etapas da análise numérica 2D

Etapa	Descrição	Elementos Ativados
Inicial	Geração das tensões iniciais utilizando o procedimento K_0	Camadas de solo
1	Simula a presença da sobrecarga do metrô	Carregamento (metrô)
2	Simula a escavação total da frente do túnel	Escavação total

3.2.3 Análise tridimensional (3D)

Para o dimensionamento da malha do modelo tridimensional, foi visto inicialmente a relação proposta por Möller (2006) em que a largura da malha é definida por w = 2D(1+H/D) e o comprimento definido por l = D(13 + 11/3*H/D) que determinou os valores, respectivamente, de 18 m de largura e de 65 m de comprimento. A análise 3D considerou-se o limite do

domínio horizontal 2,1 vezes o comprimento do túnel e a profundidade de 20 m. A Fig. 3.17 apresenta o modelo 3D com as dimensões determinadas do modelo para o tubo tracionado.

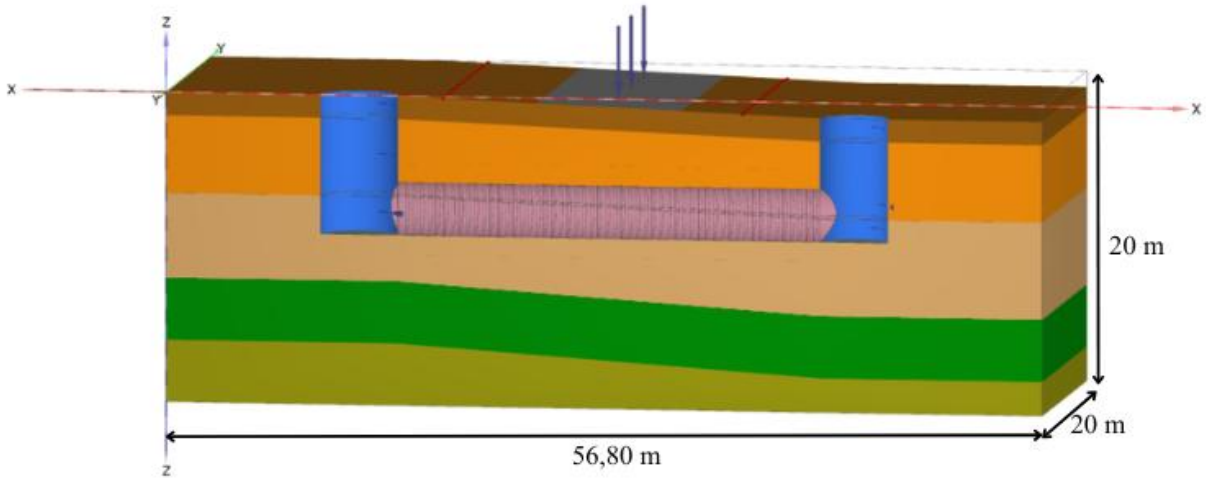


Figura 3.17 - Dimensões do contorno do modelo

As condições de contorno do modelo são geradas automaticamente pelo software, no qual os limites do modelo, paralelos ao plano xz, são impedidos de se movimentar na direção y, enquanto no plano yz são impedidos de se movimentar na direção x. O limite inferior do modelo é fixo em todas as direções e a superfície do modelo é livre para se movimentar em todas as direções. As caraterísticas gerais do modelo são apresentadas na Fig. 3.18.

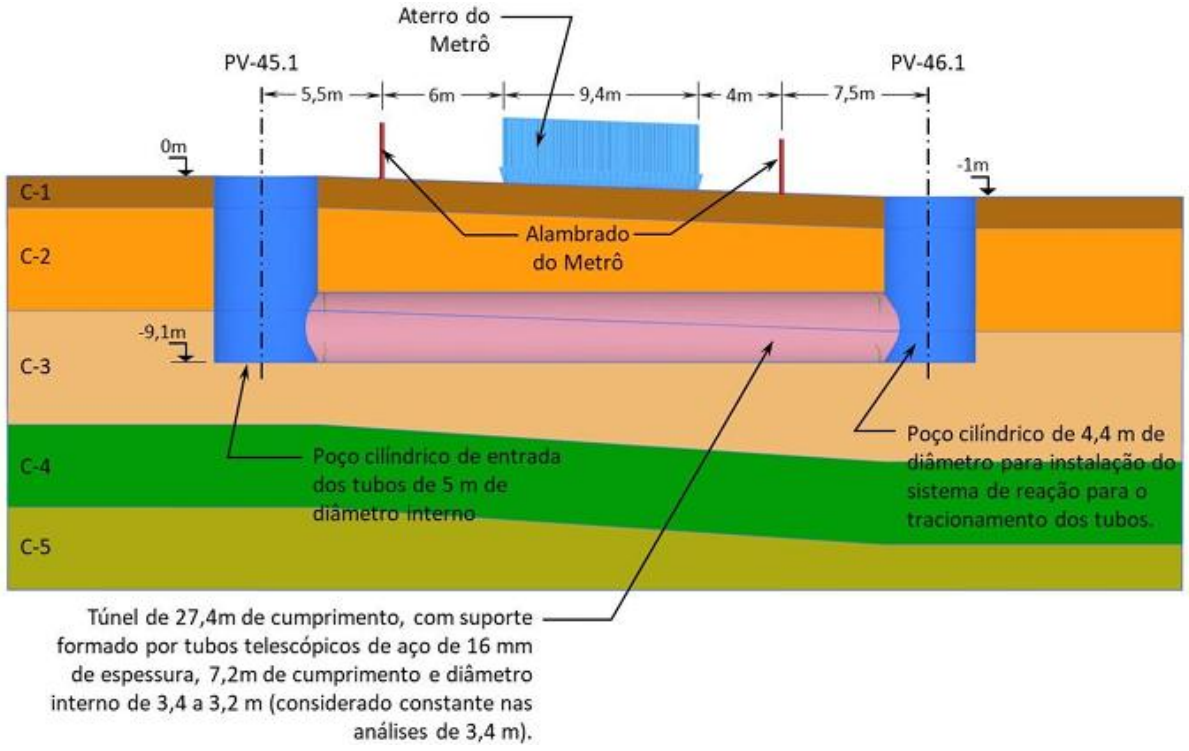


Figura 3.18 - Caraterísticas gerais do modelo

A malha de elementos finitos para o tubo tracionado foi construída com um total de 33.004 elementos e 52.970 nós, considerando a densidade geral da malha como fina, apresentada na Fig. 3.19.

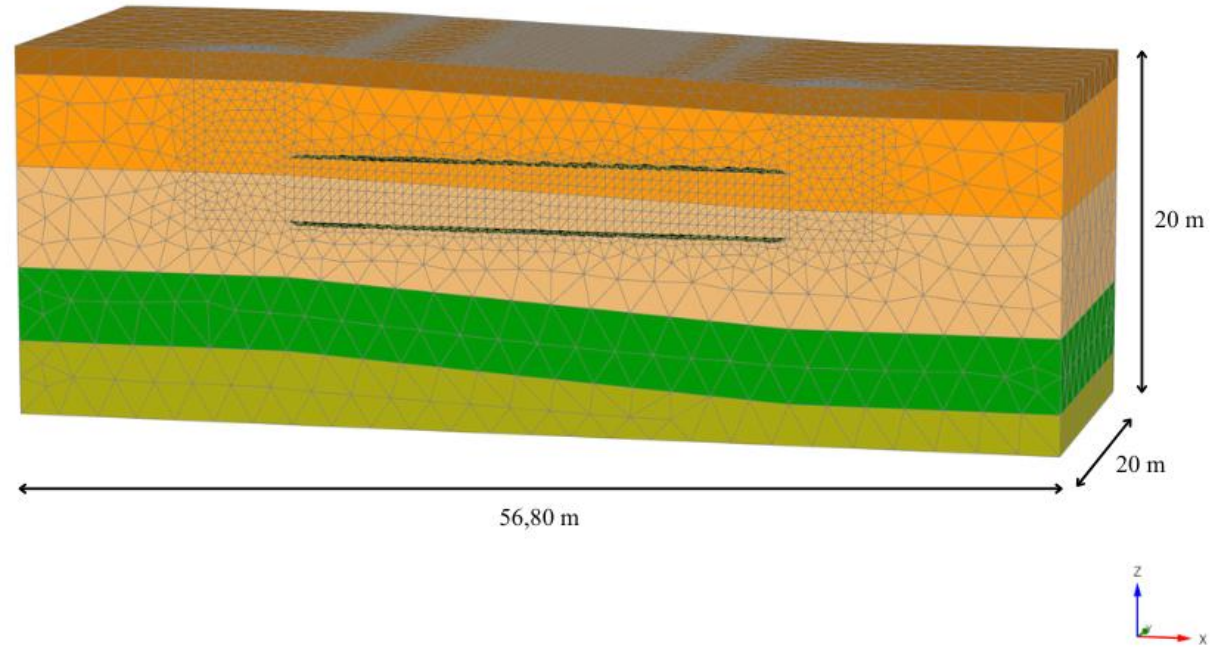


Figura 3.19 - Malha de elementos finitos utilizada na modelagem numérica 3D

Para a definição da seção padrão do túnel foi utilizado o módulo *Tunnel Designer*, no qual foi definido um túnel circular com raio interno de 3,4 m e espessura do sistema de suporte de 0,2 m apresenta na Fig. 3.20.

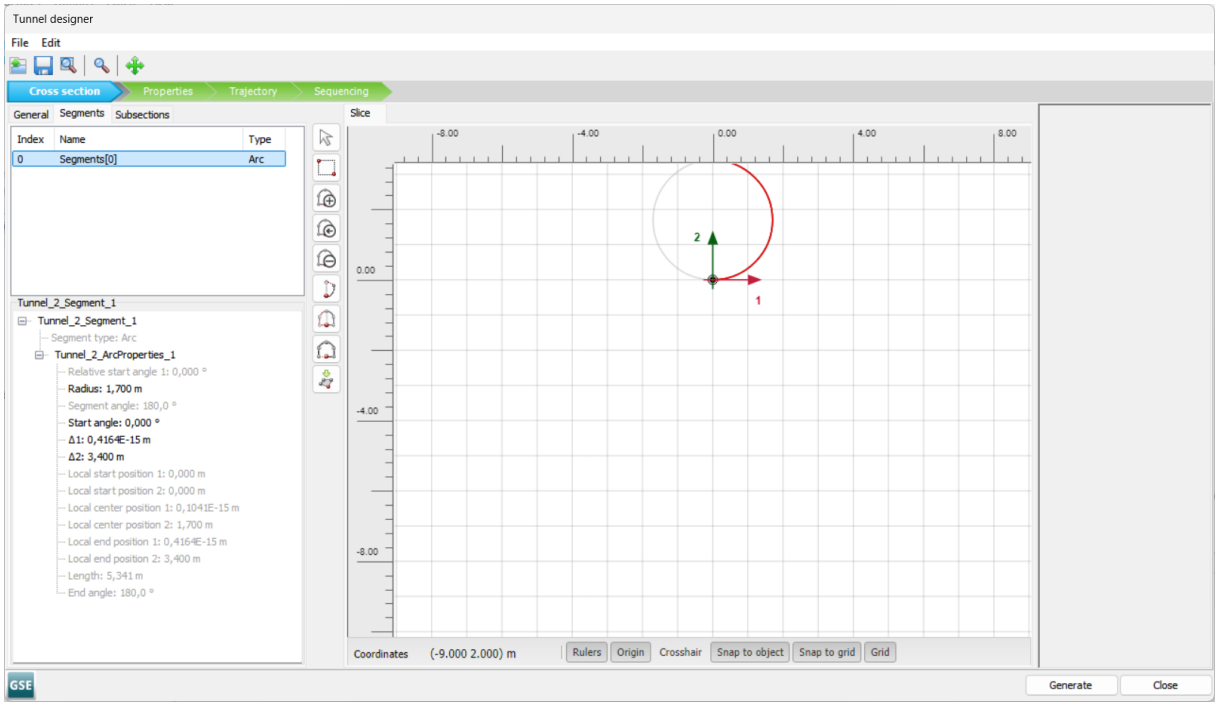


Figura 3.20 - Definição do raio interno

Na pasta *Properties – General - Slice* foram criados a interface entre o sistema de suporte e o solo; e o elemento placa (plate) que representa o tubo como mostra a Fig. 3.21.

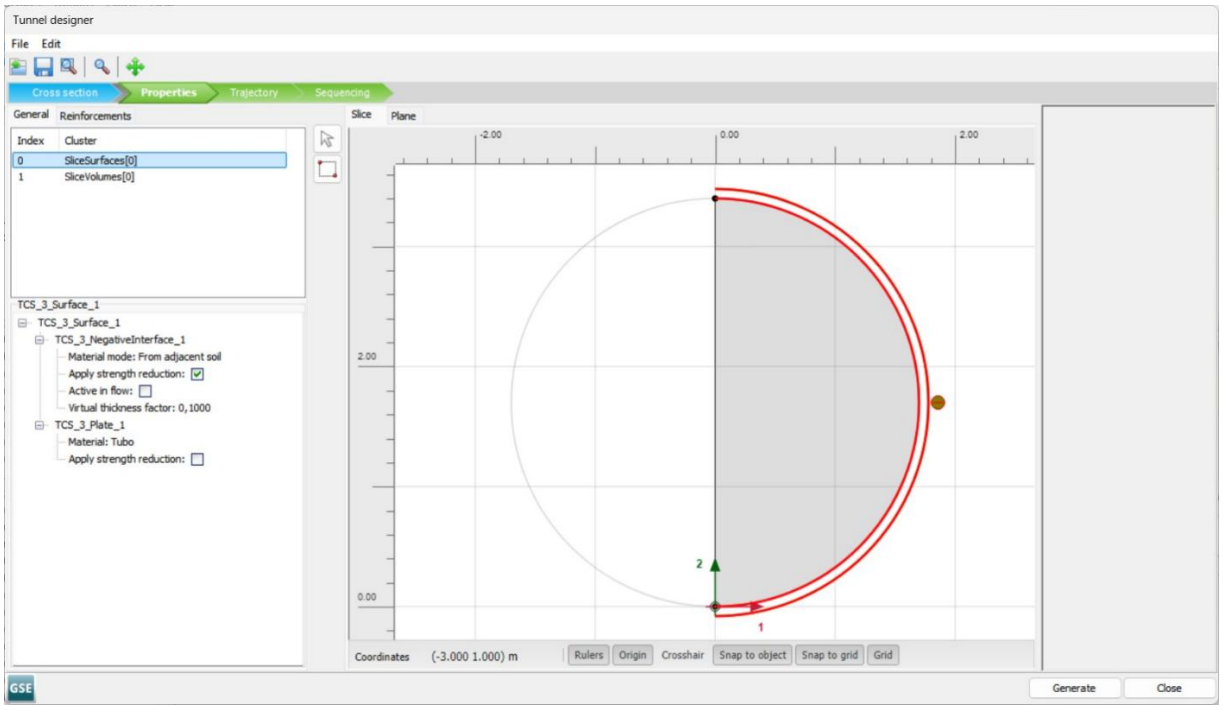


Figura 3.21 - Definição de propriedades do túnel

Na pasta *Trajectory* foram definidos o avanço total da escavação de 26,5 m e o comprimento da sequência da escavação de 0,5 m visto na Fig. 3.22.

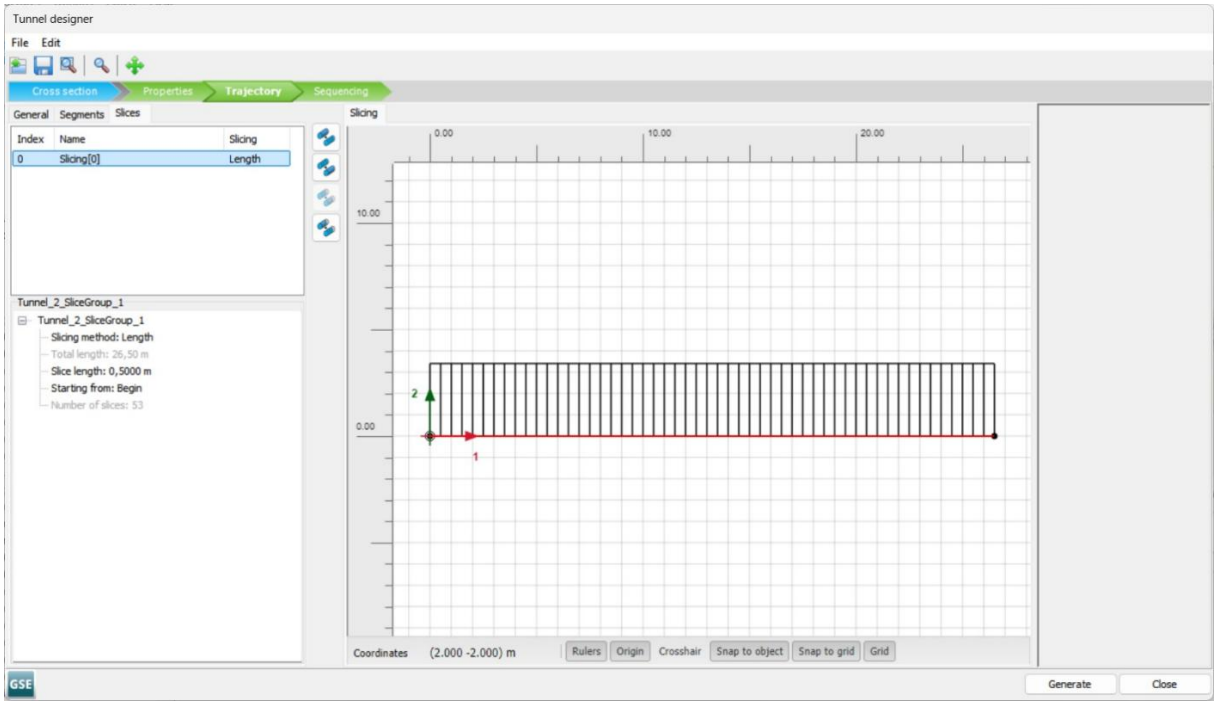


Figura 3.22 - Definição da trajetória de avanço

Na pasta *Sequencing* composta por dois passos: a sequência 1 é simulada a passagem do tubo (elemento placa) e a sequência 2 é realizada a escavação do solo conforme resumida na

Tabela 3.4 e apresentado na Fig. 3.24.

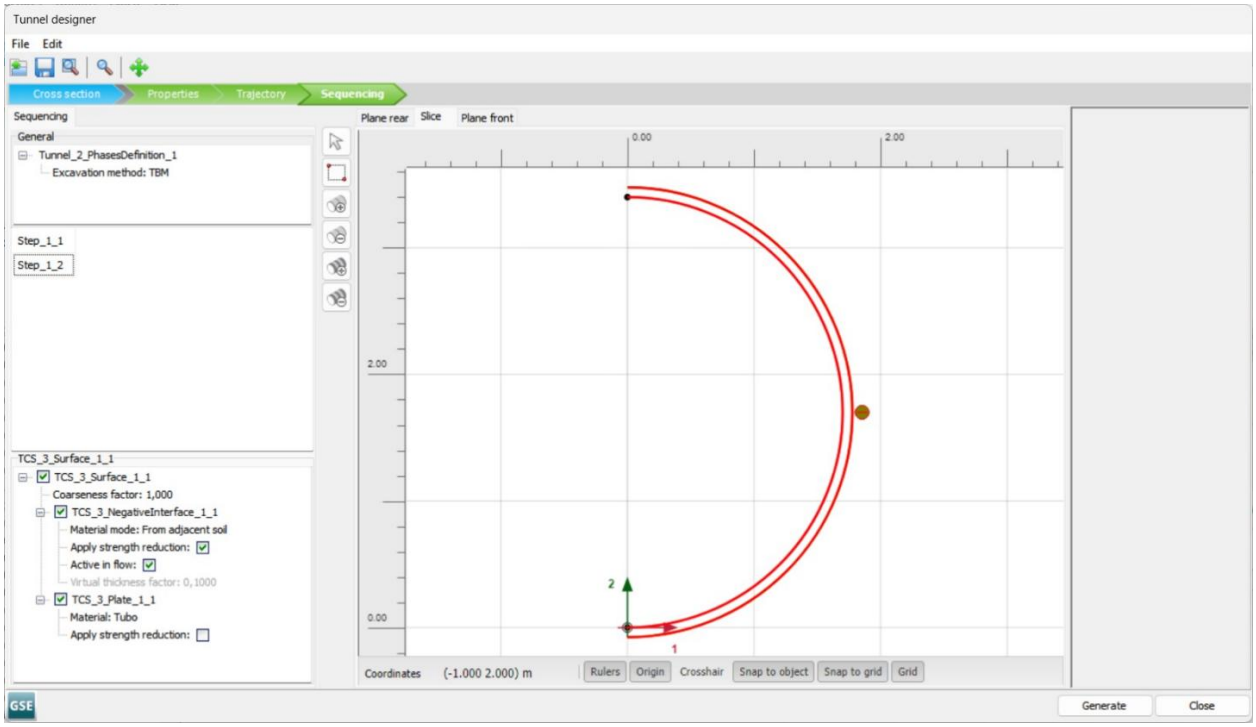


Figura 3.23 - Definição da sequência e ativação das propriedades do túnel

Tabela 3.4 - Sequência de ativação das propriedades do túnel

Sequência (*step*)	**Descrição**
1	Aplicação do revestimento (elemento placa) do tubo
2	Realiza-se a escavação total da frente

Tabela 3.5 - Etapas da análise numérica

Etapa	**Descrição**	**Elementos Ativados**
Inicial	Geração das tensões iniciais utilizando o procedimento K0	Camadas de solo
1	Simula a presença da sobrecarga do metrô	Carregamento (metrô)
2	Simula a construção e escavação total dos dois poços de visitas	Os dois poços de visitas
3	Simula a abertura do poço de visita para início da escavação	Abertura do poço de visita 45.1 (montante)
4 a 58	Simulam o avanço da escavação a cada 0,5 m	Sequência de 1 a 2 da Tab. 3.4.

Para a simulação da escavação e instalação do sistema de suporte do túnel, foi utilizado o módulo *Staged Construction*, apresentado na Tabela 3.5. o resumo das etapas de análise. Na etapa inicial foram geradas as tensões iniciais do solo usando o procedimento K_0. A etapa 1 ativa o carregamento considerado do metrô. A etapa 2 ativa a construção e escavação total dos

dois poços de visitas. A etapa 3 considera o início da escavação, a abertura do poço. Já as etapas 4 a 58 simulam o avanço da escavação a cada 0,5 m. Nas etapas 1, 2 e 3 foram reiniciados os deslocamentos obtidos das etapas anteriores (função *reset displacements to zero*).

Capítulo 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo apresentam-se os resultados da interpretação das medições topográficas por meio de cortes transversais e longitudinais, bem como o desenvolvimento da bacia de recalques nas diferentes etapas construtivas. Também são mostrados os resultados das análises 2D, onde se descreve o mecanismo de ruptura por sobreescavação, e se calculam os deslocamentos limite e últimos relativos à escavação sem suporte. Por fim, expõem-se os resultados da modelagem 3D e sua comparação com as medições topográficas, considerando distintas condições de umidade do subsolo ao longo do processo construtivo.

4.1 INTERPRETAÇÃO DAS MEDIÇÕES TOPOGRÁFICAS

Os deslocamentos superficiais medidos em função do tempo de construção da obra evidenciam uma tendência crescente e contínua dos recalques observados em todos os pontos monitorados ao longo do período. Ruiz (1997) destaca que os deslocamentos radiais longitudinais no maciço da parede do túnel estão em função da distância da face de escavação. O comportamento registrado é compatível com a resposta típica de solos porosos submetidos ao desconfinamento, em que os recalques evoluem, à medida que ocorre o avanço da obra.

A análise conjunta das curvas permite identificar diferenças na magnitude e na taxa de deslocamento entre os pontos, refletindo possíveis variações nas condições locais do subsolo, na distância do ponto medido e o avanço da obra ou a mudança na metodologia construtiva conforme visto na Fig. 4.1 que apresenta os deslocamentos verticais de todos os pontos de medição do monitoramento da obra. Por exemplo, os marcos superficiais próximos do ponto de visita à montante em que os deslocamentos chegaram até 4,5 cm quando a cravação do tubo estava próxima e depois que se distanciou o deslocamento estabilizou.

Na Fig. 4.1. é possível identificar as datas que houve os renivelamentos dos trilhos (02/04, 03/04 e 05/04), bem como a influência na medição dos deslocamentos, em que houve uma diminuição dos deslocamentos em relação aos dias anteriores.

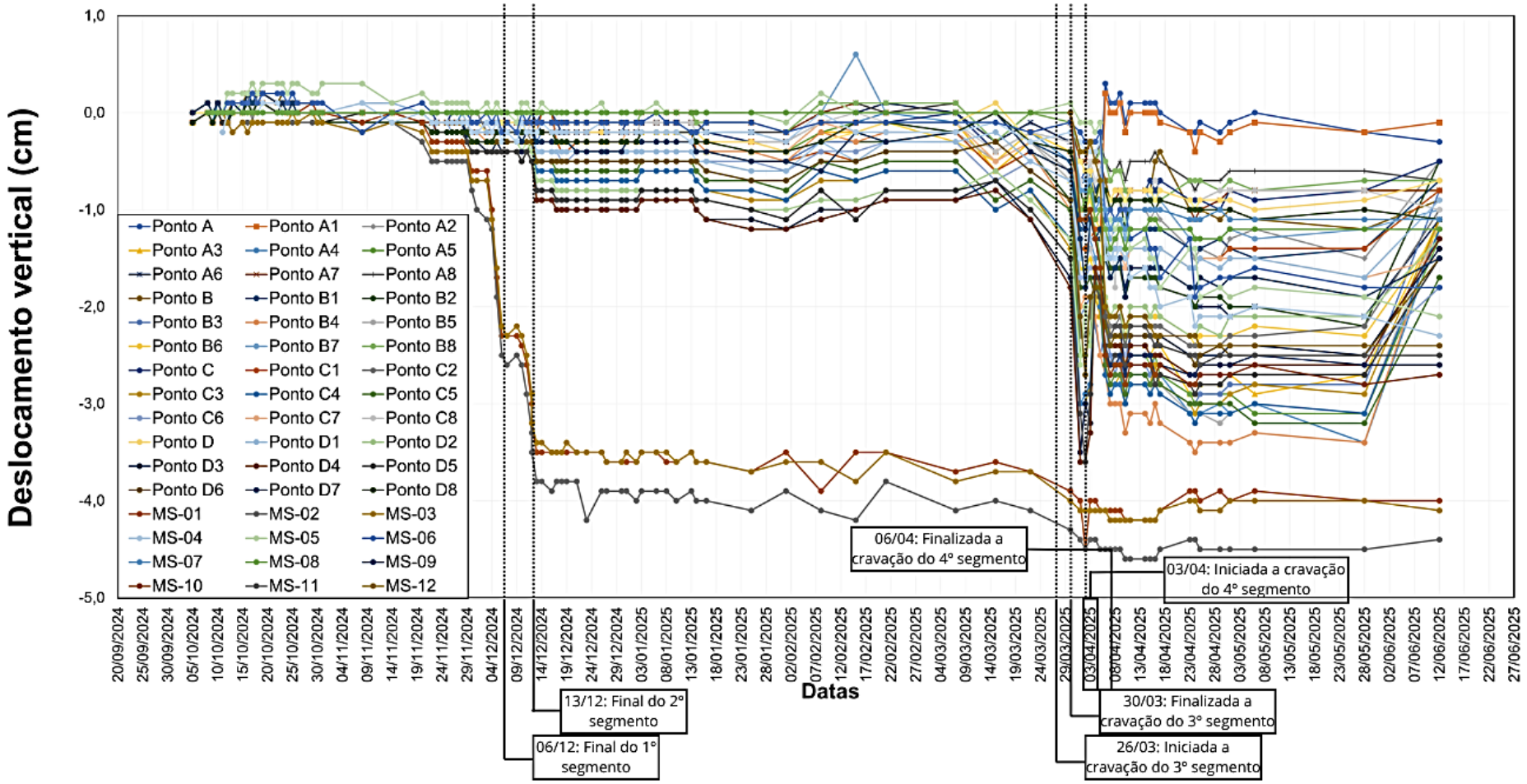


Figura 4.1 - Deslocamentos verticais medidos durante a obra

Na comparação com a literatura, Ortigão et al. (1996) reportaram deslocamentos verticais na coroa do túnel obtidos foram de 50-60 mm, enquanto na superfície os valores atingiram 150-200 mm durante a construção do túnel do metrô de Brasília.

As medições dos nivelamentos topográficos, os tassômetros (TAS's) e os marcos superficiais (MS's) obtiverem valores coincidentes. Conforme relatado na literatura, por Farias e Assis, (1996); Almeida e Souza et al, (2011) exibiram um comportamento contraintuitivo em que os recalques medidos na superfície foram maiores ou iguais do que os medidos na coroa do túnel. Tal comportamento é devido, pois o recalque superficial considera a deformação da coroa do túnel e o colapso estrutural do solo.

4.1.1 Cortes transversais

A partir da Fig. 4.1. foi possível identificar os resultados do nivelamento topográfico corresponde ao perfil de deslocamentos verticais do corte transversal das datas correspondentes ao início da construção (25/11/2024), final do 1º segmento (06/12/2024), cravação do 4º tubo (03/04/2025), finalização do 4º tubo (06/04/2025) e conclusão do trecho final com enfilagens e chapas metálicas corrugadas. Os cortes transversais correspondem as linhas de medições nos trilhos do metrô de A até D. A distância entre cada linha transversal é de aproximadamente 2 m.

As Fig. 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5 apresentam os deslocamentos verticais medidos nos pontos do corte transversal ao longo do período de monitoramento, em que cada linha representa uma campanha de medição. Observa-se que todos os pontos monitorados exibem deslocamentos negativos (recalques), comportamento esperado em decorrência do alívio de tensões provocado pela escavação do túnel.

O maior recalque obtido foi na cravação do 4º tubo (03/04/2025) no corte transversal D no ponto D4 de 3,3 cm e na medição posterior (06/04/2025) o recalque é menor devido aos renivelamentos dos trilhos nos dias (03/04/2025 e 05/04/2025). Ao comparar os resultados dos cortes transversais destaca-se a faixa de variação máxima dos recalques transversais no corte A: 2,5 – 3,0 cm, corte B: 3,0 – 3,5 cm; corte C: 2,5-3,0 cm e no corte D: 3,0-3,5 cm.

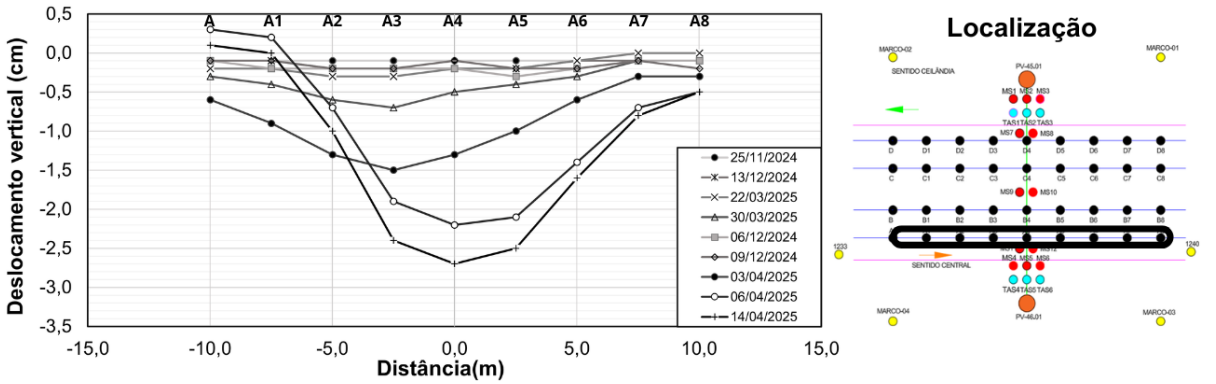


Figura 4.2 - Deslocamento vertical no corte transversal “A”

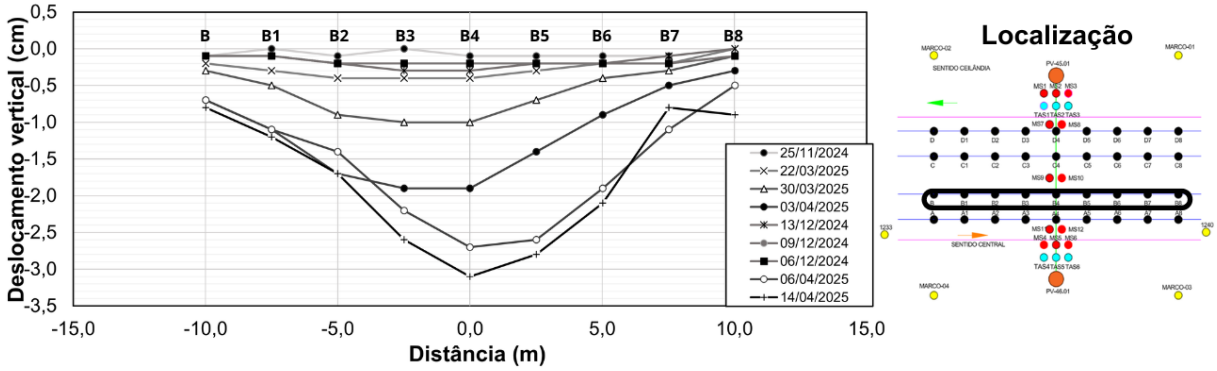


Figura 4.3 - Deslocamento vertical no corte transversal "B"

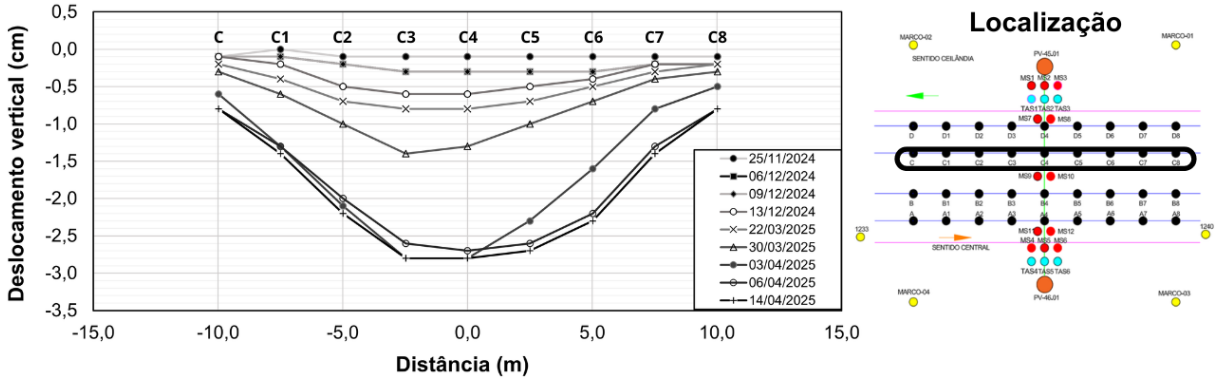


Figura 4.4 - Deslocamento vertical no corte transversal "C"

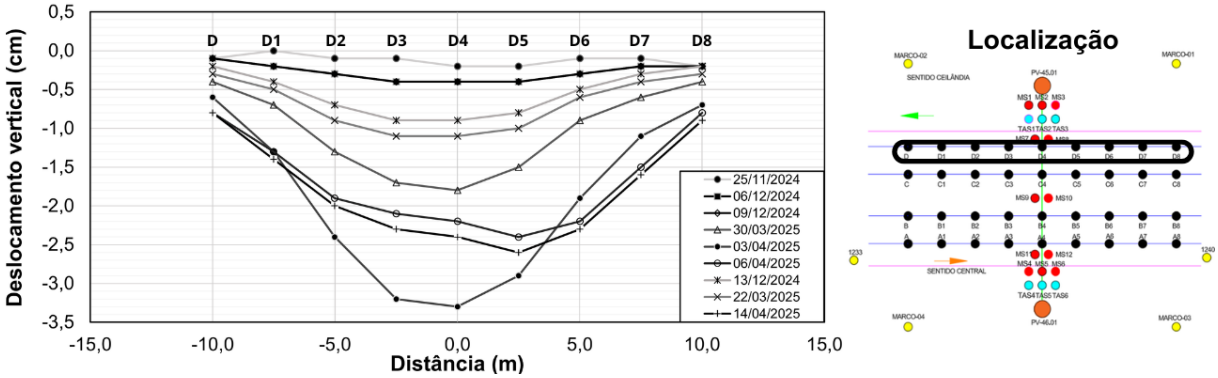


Figura 4.5 - Deslocamento vertical no corte transversal "D"

É evidente que os maiores recalques se concentram nos pontos mais próximos ao eixo da escavação (A4, B4, C4 e D4), com redução progressiva dos valores em direção às extremidades do corte transversal. De acordo com Carvalho (1995) o efeito do alívio de tensões no teto e as concentrações de tensões laterais originam o efeito de arco no teto do túnel, já que o campo de tensões preexistente é desviado.

Na construção do metrô do DF, considerou-se o recalque máximo ou o volume de recalque para obter, em cada profundidade, uma curva de Gauss representando os perfis transversais de recalque na subsuperfície. Os resultados das últimas medições (Figs. 4.2 a 4.5) aproximam-se de um formato de sino e apresentam distribuição aproximadamente simétrica.

4.1.2 Corte longitudinal

A Fig. 4.6 apresenta os deslocamentos verticais monitorados ao longo do corte longitudinal, onde cada linha corresponde a uma campanha de medição realizada em datas distintas.

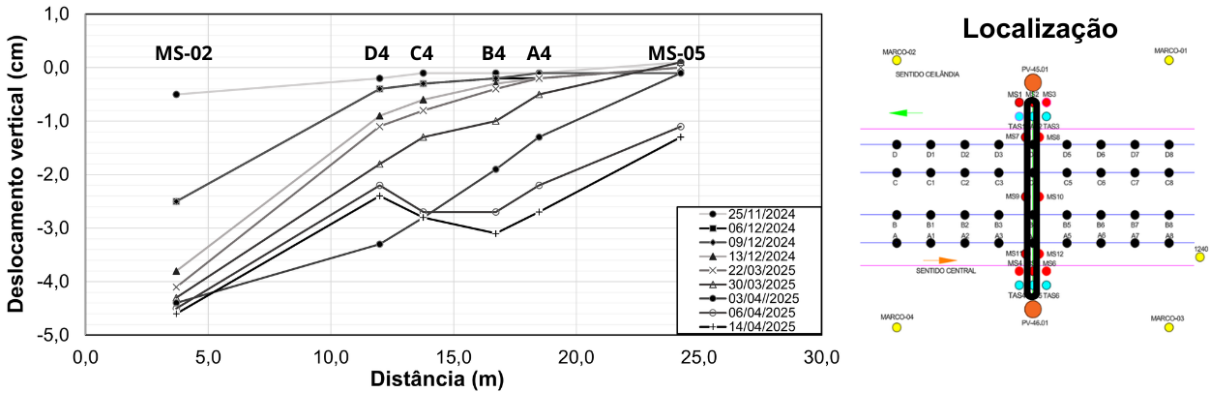


Figura 4.6 - Deslocamento vertical no corte longitudinal

A Fig. 4.6 evidencia uma tendência consistente de recalques progressivos ao longo do tempo, com os maiores rebaixamentos no dia 03/04/2026 correspondente a cravação do 4º segmento. É notório que os marcos superficiais (MS-02 e MS-05) e os pontos B4 e A4 obtiveram uma crescente dos recalques já os pontos D4 e C4 foram influenciados pelas socarias (02/04, 03/04 e 05/04), os quais na medição posterior o recalque foi menor que da medição anterior.

Segundo Savino (2017), os processos de consolidação e de adensamento, resultantes da redistribuição de tensões e da diminuição das pressões intersticiais do solo, manifestam-se de forma retardada no tempo. Sua evolução depende das propriedades de consolidação do solo, da permeabilidade do apoio em relação à do maciço e das características do sistema de

drenagem instalado.

Observa-se na Fig. 4.6 que as deformações se acumulam de forma gradual entre as datas, indicando que o processo de acomodação e redistribuição de tensões no maciço ainda estava em curso durante o período monitorado. A magnitude dos recalques decresce à medida que se afasta longitudinalmente da zona de influência direta da escavação. Dessa forma, na medição inicial do dia 25/11/2024 para 06/12/2024 (final do 1º segmento) apenas o MS-2 sofre uma deformação de 1,8 e os demais pontos com variação insignificante. Quando a escavação se aproxima do ponto D4 no dia 13/12/2024 (final do 2º segmento) começa a obter diferença do comportamento e assim, também, acontece com os demais pontos.

4.1.3 Evolução da bacia de recalques

A interpretação dos dados diários do nivelamento topográfico obtidos, durante a construção do estudo de caso do túnel, possibilitou a elaboração de imagens da evolução espacial dos recalques à medida que avança a cravação dos tubos conforme apresentado nas Figs. 4.7 e 4.8.

Ruiz (1997) explica que, à medida que a escavação avança, o efeito de arqueamento longitudinal faz com que a maior parte da carga seja distribuída tridimensionalmente para a região do maciço que ainda não foi escavada. Dessa forma, a estrutura de suporte recebe apenas uma fração do peso inicial. Contudo, conforme a frente de escavação se distancia, a pressão sobre o suporte aumenta, processo que também pode ser influenciado pela redistribuição de esforços gerada pela deformação lenta do próprio maciço.

A partir das Figs. 4.7 e 4.8 identifica-se a evolução dos deslocamentos superficiais à medida que avança a cravação dos tubos. Segundo Savino (2017) apud Almeia e Sousa (1998), um dos fatores responsáveis pelos deslocamentos em maciços de solo é o movimento do terreno provocado pelo vazio gerado pela abertura do túnel, isto é, pelo volume de solo perdido. Esses deslocamentos ocorrem durante a fase construtiva e são condicionados pelas dimensões e profundidade da escavação, pelo processo e pela qualidade da execução, bem como pela resistência, deformabilidade e pelo estado de tensão inicial do solo.

Nota-se nas representações gráficas espaciais que os deslocamentos tendem a se intensificar nas proximidades da frente da escavação, formando uma bacia de subsidência, cuja amplitude

e extensão variam conforme o avanço do tubo. Em determinadas etapas, verificam-se incrementos mais expressivos nos recalques, possivelmente relacionados a condições específicas do processo construtivo. Visto a concentração dos recalques próximos ao poço de visita à montante em que os recalques chegam a 4,5 cm.

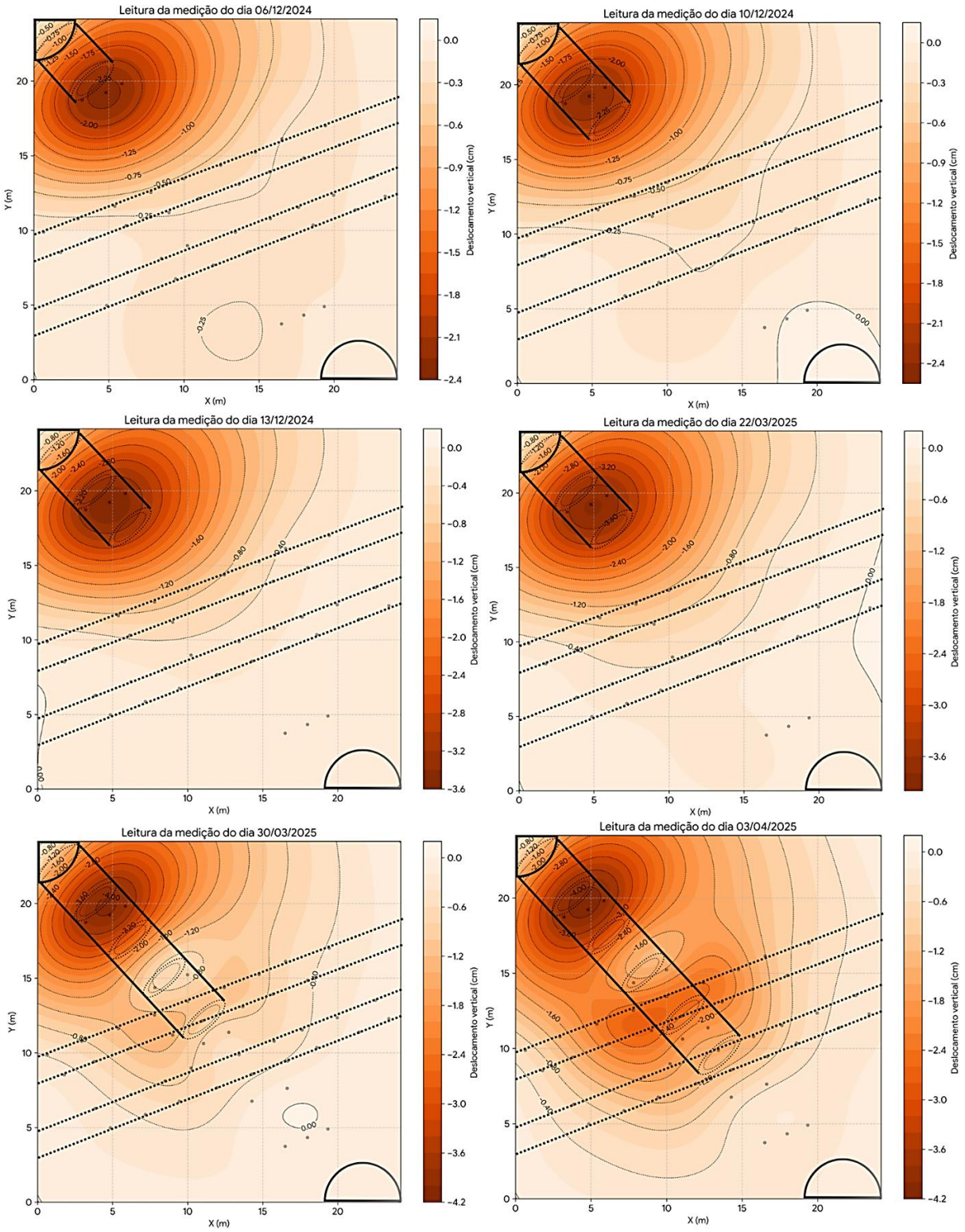


Figura 4.7 - Evolução dos recalques do dia 06/12/2024 até o dia 03/04/2025

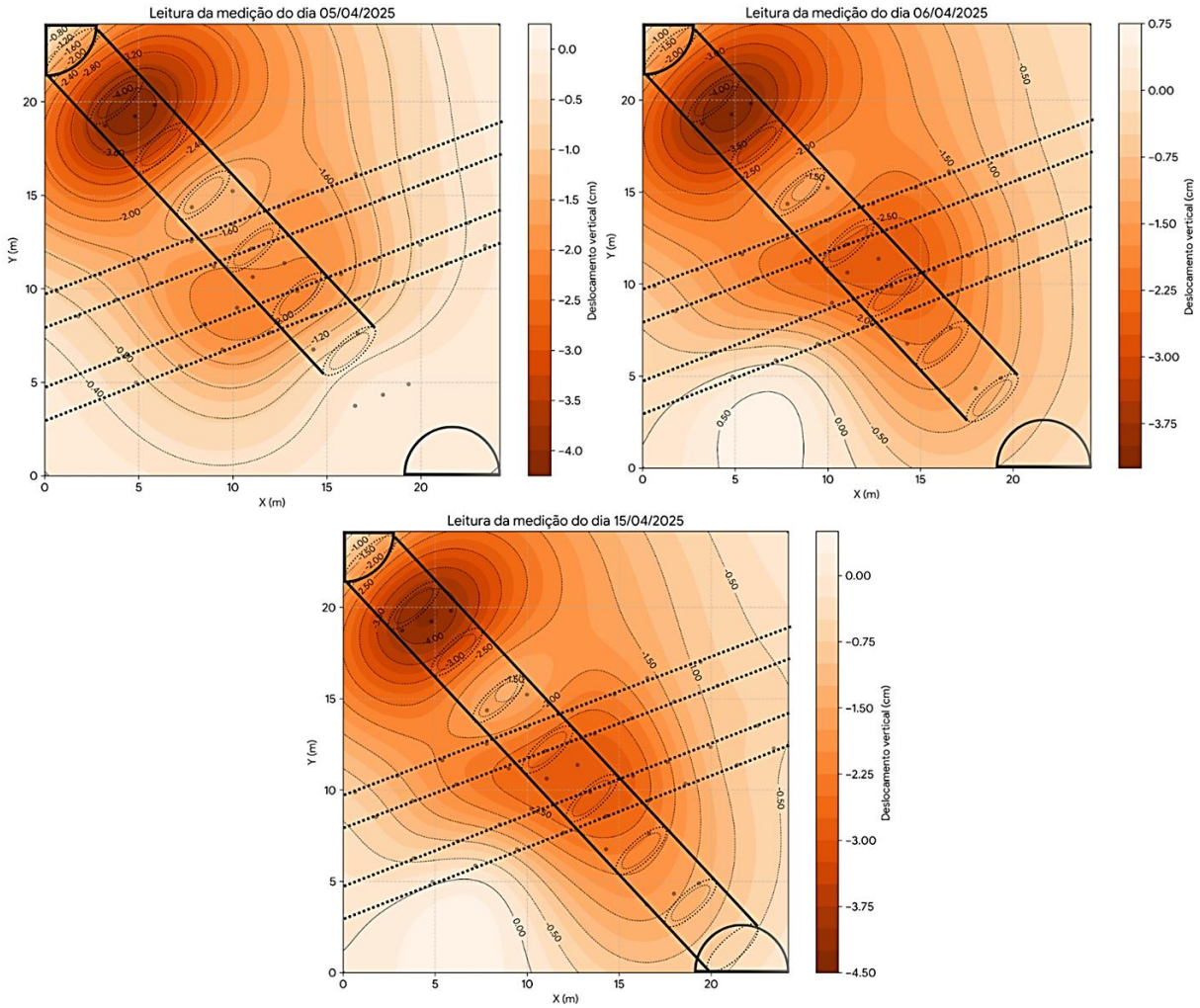


Figura 4.8 - Evolução dos recalques do dia 05/04/2025 até o dia 15/04/2025

4.2 ANÁLISE EM EPD-2D

4.2.1 Mecanismo de ruptura por sobreescavação

A sobreescavação ou *overcut* é a quantidade de rocha ou solo que é escavada além do perímetro projetado para o contorno do túnel, também conhecido como linha de projeto ou *neat line*, FHWA (2009). Ao utilizar métodos tradicionais de escavação do tipo de tubos de chapas metálicas corrugadas, foram vistos mecanismos de ruptura conforme a Fig. 4.9 no solo poroso de Brasília.

A sobreescavação enfraquece o maciço circundante (FHWA, 2009). Quando a sobreescavação ocorre no topo do túnel e é combinada com um sistema de suporte inicial inadequado, pode iniciar-se um processo de desmoronamento progressivo (*raveling*). Casos

registrados, como o túnel Wilson (escavado manualmente em argilas siltosas residuais de fluxos de lava no Havaí) resultaram na propagação de vazios e na formação de grandes crateras na superfície (*sinkholes*) (Peck, 1969).

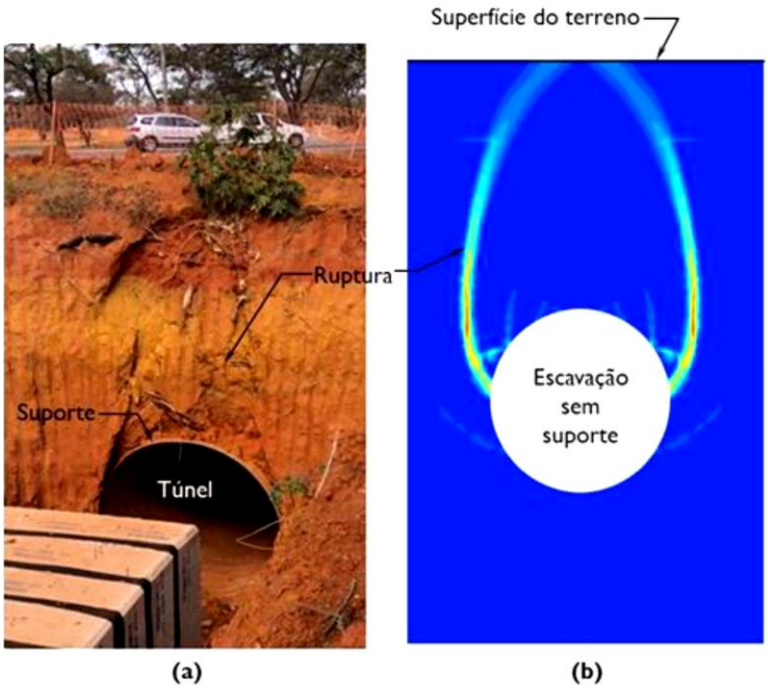


Figura 4.9 - Mecanismo de ruptura por sobreescavação

4.2.2 Deslocamentos limites e últimos

Diante do cenário apresentado na Seção 4.2.1, é necessário estabelecer critérios de projeto que garantam a estabilidade da escavação, definam parâmetros de desempenho e atendam às exigências do empreendimento. Com base na análise 2D realizada no PLAXIS, procurou-se delimitar os estados-limite aplicáveis ao caso de estudo.

Os parâmetros de desempenho foram estabelecidos conforme o tipo de análise requerido. O Estado-Limite de Ruptura (ELR) diz respeito à verificação de segurança antes do colapso da estrutura; seus mecanismos de ruptura estão ilustrados na Fig. 4.10. Já o Estado-Limite de Serviço (ELS) engloba a análise dos deslocamentos — recalques na superfície e convergências no túnel — ocorridos durante a execução e ao longo da operação.

A partir dos resultados da simulação EPD-2D, foram consideradas as convergências e o recalque superficial em função do progresso da evolução da superfície de escavação (em

porcentagem). Foi arbitrado para condição limite de convergência de 3,4 cm (convergência crítica de 1% do diâmetro do túnel de acordo com Sakurai, (1983) apud Daraei e Zare, (2018).

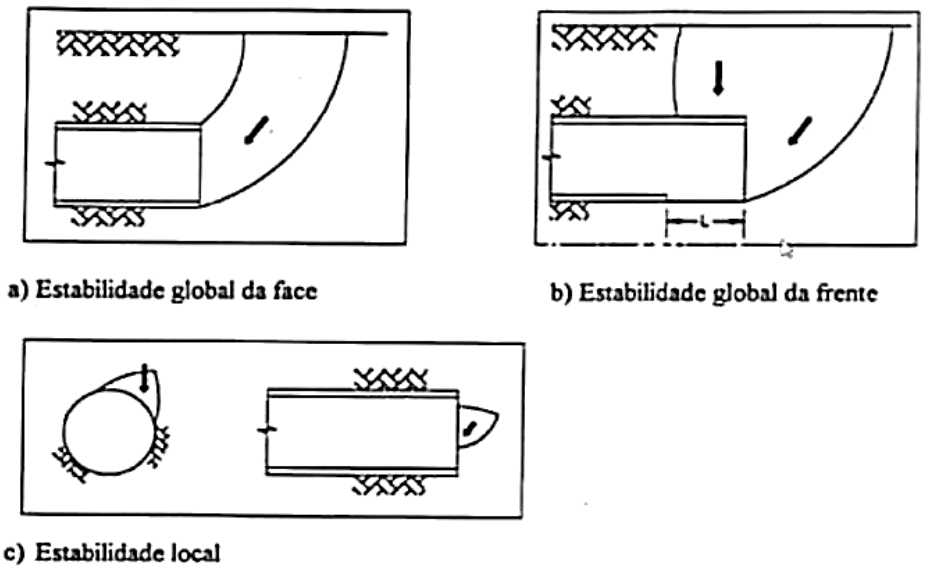


Figura 4.10 - Mecanismos de ruptura (Attewell et al., 1986)

A partir da convergência limite estabelecida, encontrou-se o valor do recalque superficial limite correspondente. Os valores últimos corresponderam aos pontos de inflexão das curvas. Este procedimento foi feito para condição natural do solo e nas condições inundadas com a profundidade de 3 e 4 m, sem a presença de suportes na escavação. As figuras 4.11, 4.12 e 4.13 apresentam os resultados encontrados.

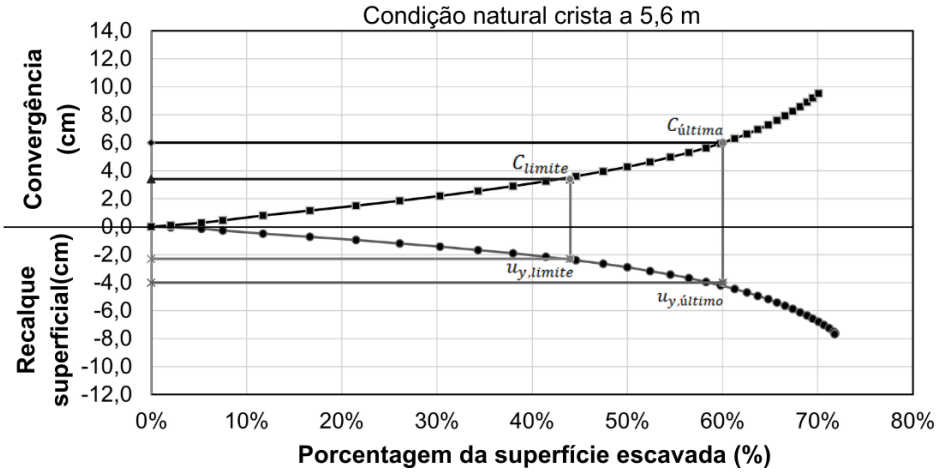


Figura 4.11 - Determinação dos parâmetros últimos e limites na condição natural do solo

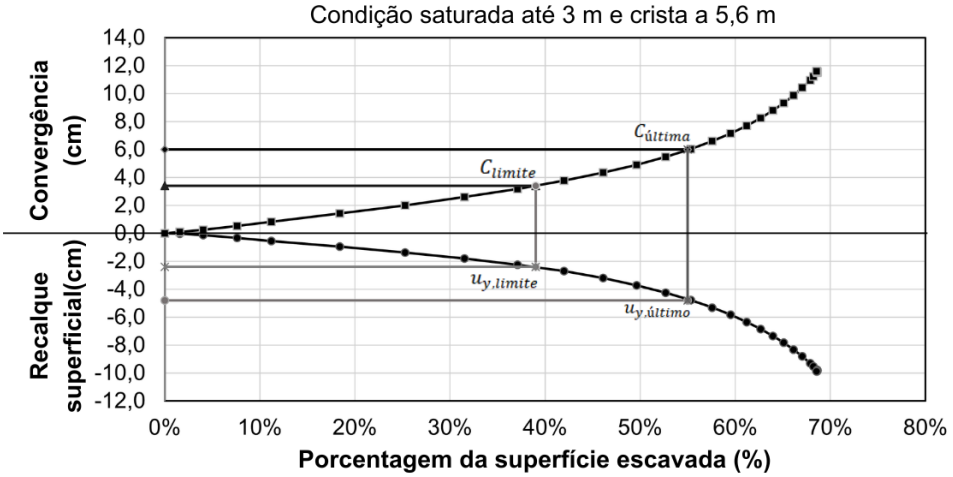


Figura 4.12 - Determinação dos parâmetros últimos e limites na condição saturada até 3 m do solo

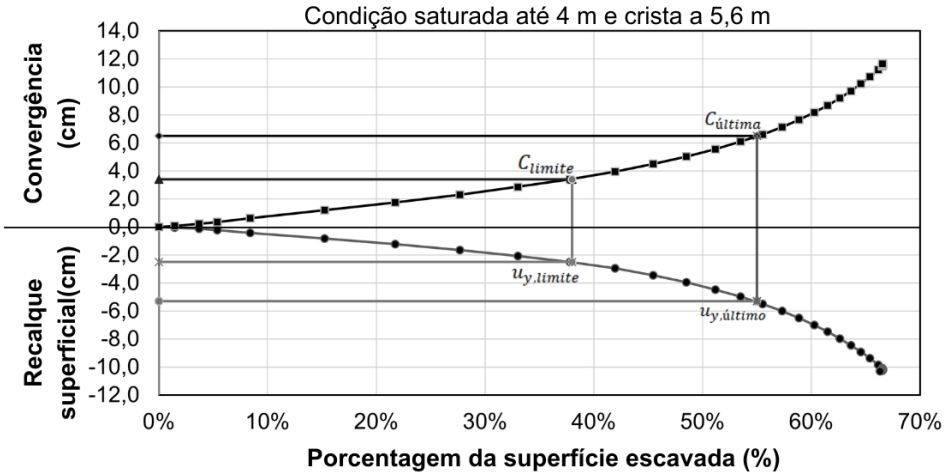


Figura 4.13 - Determinação dos parâmetros últimos e limites na condição saturada até 4 m do solo

A nomenclatura "último" corresponde ao ELU e "limite" ao ELS. A Tabela 4.1 apresenta o resumo dos parâmetros encontrados.

Tabela 4.1 - Resumo dos deslocamentos últimos e limites nas condições avaliadas

Condição	**Natural**	**Inundada**	
		até 3 m	**até 4 m**
Convergência última ($C_{último}$), cm	6,0	6,0	6,5
Convergência limite (C_{limite}), cm	3,4	3,4	3,4
Recalque limite ($u_{y,limite}$), cm	2,3	2,4	2,5
Recalque último ($u_{y,último}$), cm	4,0	4,8	5,3

Nota-se a crescente dos parâmetros com o aumento da profundidade de saturação e a menor tolerância da porcentagem da superfície escavada na determinação dos parâmetros, ou seja, há uma menor evolução da escavação. O aumento das deformações na condição saturada justifica-se pela perda de capacidade de suporte devido à diminuição das tensões efetivas em

uma altura de saturação maior e a perda das ligações cimentícias do solo.

A redução da evolução da escavação é devida pela redução da rigidez do solo na condição saturada. A rigidez do solo apresenta essa maior tolerância para o rompimento na condição natural com uma capacidade de acúmulo maior de pequenas deformações até o limite/ruptura. Quando isso se encontra na condição saturada, perde-se essa capacidade de o material sofrer deformação sem sofrer ruptura brusca ou perda significativa de resistência; ou seja, o solo na condição saturada tende a romper de forma abrupta, sem a notoriedade da perda de resistência gradual.

Além disso, a característica mais marcante dos solos porosos é a sua metaestabilidade estrutural e a saturação atua como o principal mecanismo "detonador" do colapso no solo, causando uma redução brusca e significativa de volume. A entrada de água enfraquece ou destrói as ligações cimentícias e as pontes de argila que mantêm a estrutura porosa aberta do solo. O fenômeno do colapso estrutural do solo com a perda dos vínculos (ligações cimentícias e pontes de argila) se manifesta num rearranjo das partículas que resulta na queda brusca da resistência ao cisalhamento (Araki, 1997). Este fenômeno é particularmente crítico nas camadas mais superficiais (até cerca de 3 metros), onde a estrutura apresenta macroporos com os agregados unidos por cimentações que são, no entanto, fracas, Guimarães (2002).

4.3 ANÁLISE 3D

4.3.1 Estimativa dos recalques transversais e longitudinais

Com o objetivo de quantificar os efeitos da escavação por tubos tracionados, a simulação numérica forneceu estimativas dos recalques transversais e longitudinais induzidos pelo processo construtivo, avaliadas ao final da obra nas condições de umidade natural e em situação de inundação equivalente a profundidades de 3 m e 4 m — relevante, pois a construção ocorreu na estação chuvosa de Brasília. Esses resultados foram confrontados com as leituras reais da instrumentação do dia 14/04/2025. Os perfis de recalque na direção transversal ao eixo de escavação estão descritos nas Figs. 4.14 a 4.19.

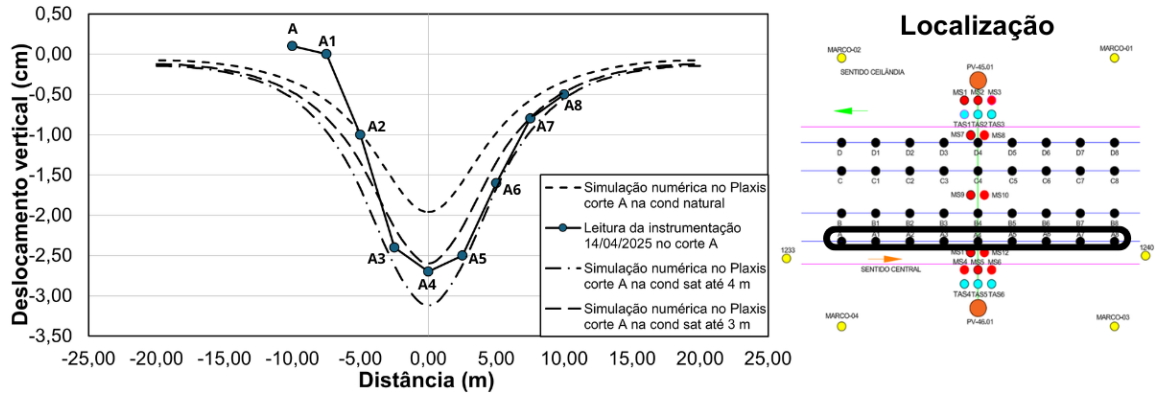


Figura 4.14 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte transversal "A"

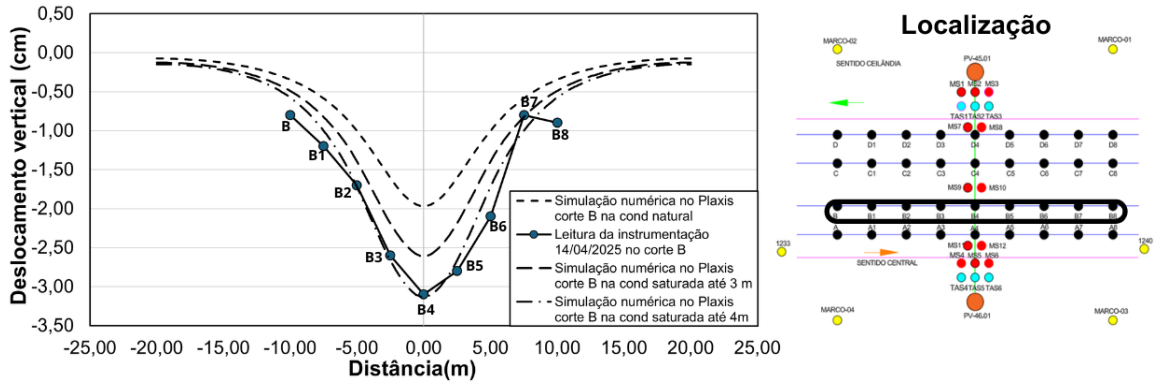


Figura 4.15 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte transversal "B"

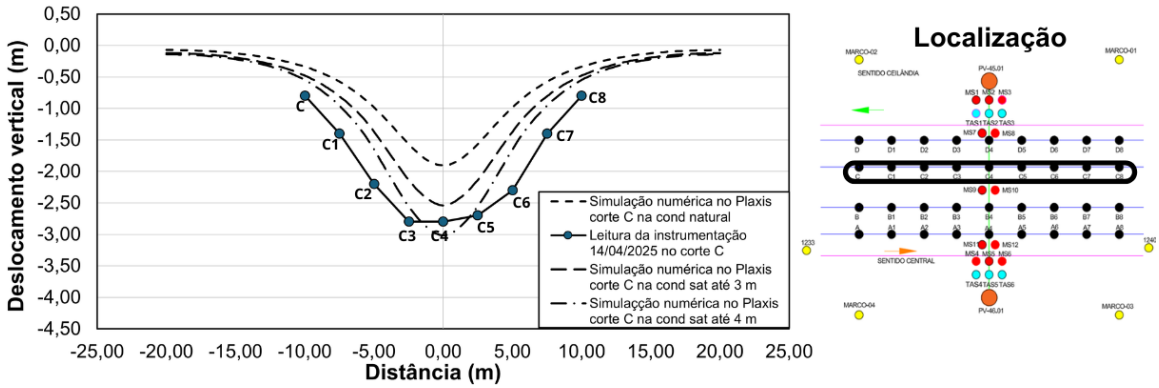


Figura 4.16 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte transversal "C"

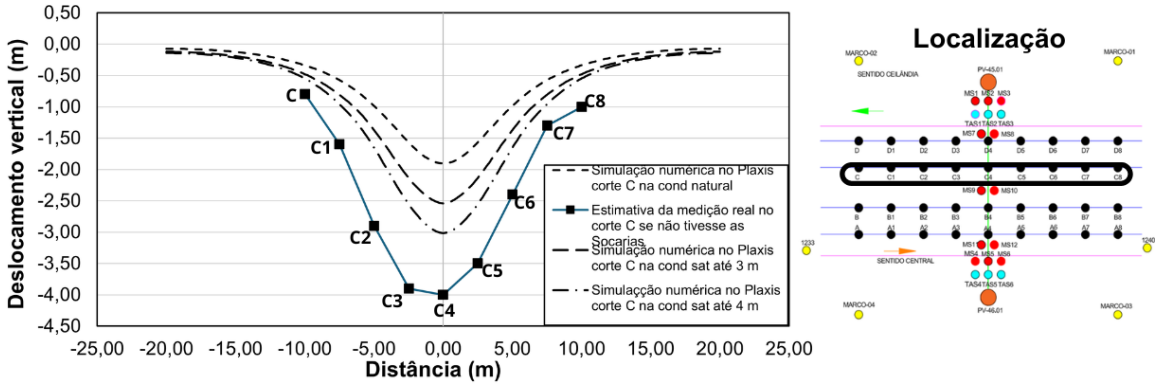


Figura 4.17 – Recalques estimados na simulação numérica e a estimativa dos recalques caso não tivesse ocorrido o renivelamento do trilho no corte transversal "C"

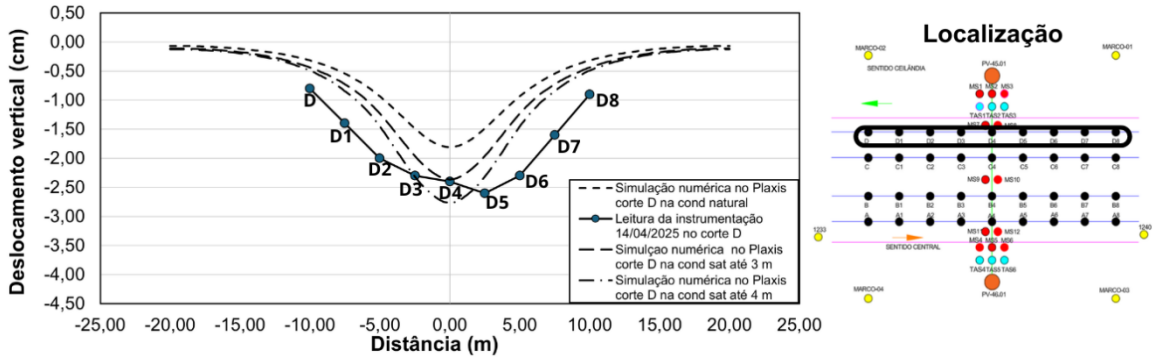


Figura 4.18 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte transversal “D”

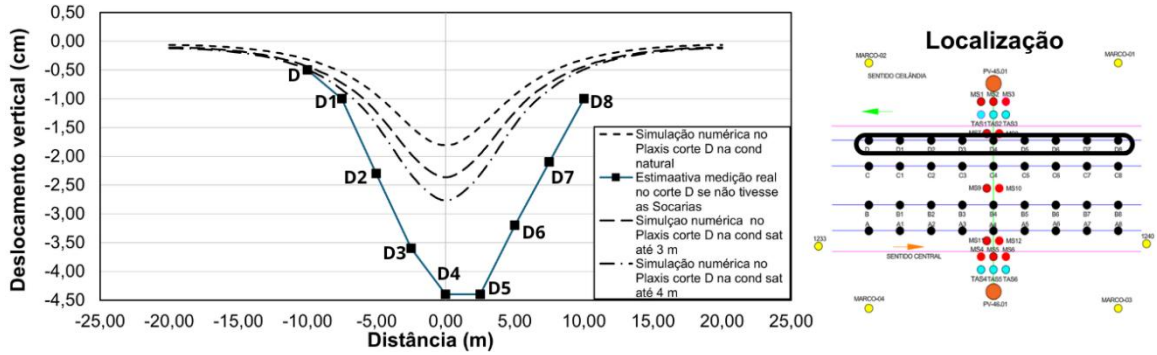


Figura 4.19 - Recalques estimados na simulação numérica e a estimativa dos recalques caso não tivesse ocorrido o renivelamento do trilho no corte transversal "D"

De acordo com Carvalho (1995), no perfil transversal, é típico a formação de uma bacia de subsidência com uma certa simetria em relação ao eixo do tubo, com valor máximo de recalque na vertical do centro da escavação e decrescimento gradual em direção às bordas, comportamento notado nos modelos gaussianos amplamente utilizados na literatura geotécnica. Assim também nas Figs. 4.14 a 4.19, os recalques estimados se assemelham deste comportamento.

Quanto a condição de umidade do solo notou-se uma variabilidade das condições de umidade assim como Guimarães (2002) afirmou que a coesão saturada a partir de 3 m apresenta uma tendência de aumento com a profundidade e uma queda na mudança do horizonte de solo laterítico para saprolítico.

As Figs. 4.14 e 4.15 apresentam como o comportamento dos recalques na medição real se aproximou aos resultados da simulação numérica. No corte transversal “A” a medição real se aproximou do resultado da simulação numérica na condição saturada até 3 m e no corte transversal “B” a medição real se aproximou do resultado da simulação numérica na condição saturada até 4 m. Isso evidencia as possíveis variações nas condições locais do subsolo:

variabilidade da distribuição de saturação no solo. Já os cortes transversais “C” e “D” se distanciaram dos resultados da simulação numérica o que se relaciona com as condições específicas do processo construtivo.

As Figs. 4.17 e 4.19 foram uma estimativa dos recalques reais, caso não tivesse acontecido o renivelamento dos trilhos C e D, pois com os renivelamentos, os recalques sofreram uma diminuição em relação a última data de medição. Nota-se a diferença da magnitude entre o real e a estimativa no valor de 1,2 cm no corte transversal “C” no ponto C4 e no valor de 2,0 cm no corte transversal “D” no ponto D4. Essa estimativa compatibiliza com o comportamento do ponto MS-2, em que o recalque chegou a 4,5 cm (Fig. 4.6) e não houve renivelamento, além disso as linhas de medição C e D estão mais próximas do poço de visita à montante onde ocorreram maiores concentrações de deslocamentos (Figs. 4.7 e 4.8).

As Figs. 4.20 e 4.21 apresentam os perfis de recalque na direção longitudinal ao eixo de escavação, permitindo identificar a extensão da zona de influência, os valores de subsidência máxima e o padrão de distribuição dos deslocamentos ao longo do desenvolvimento da obra.

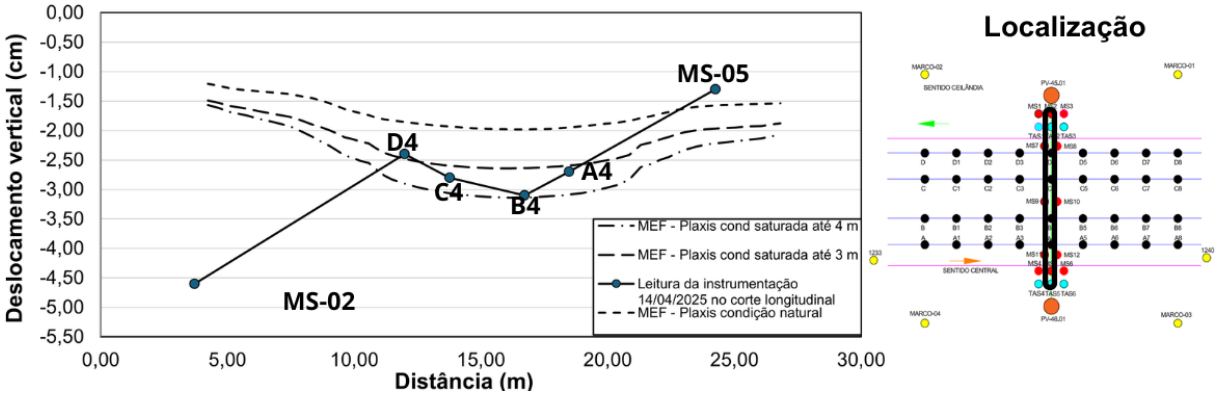


Figura 4.20 - Recalques medidos e estimados na simulação numérica no corte longitudinal

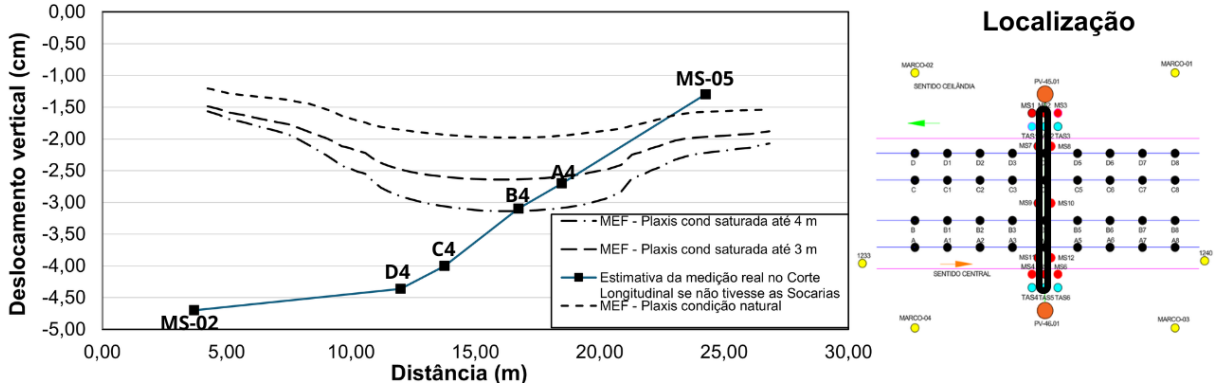


Figura 4.21 - Recalques estimados na simulação numérica e a estimativa dos recalques caso não tivesse ocorrido o renivelamento dos trilhos "C" e "D" no corte longitudinal

No perfil longitudinal, verifica-se um comportamento peculiar em que o maior recalque acontece no MS-2 na medição real. Diferente do esperado do resultado da simulação numérica, que reflete uma redistribuição das tensões no maciço, ao longo do processo construtivo. Esperava-se que os recalques se intensificassem à medida que a frente de escavação avançava, estabilizando-se após atingir determinada distância do ponto de início e uma concentração maior abaixo da seção do metrô, pois há uma sobrecarga.

4.3.2 Recalques e convergências durante a construção

Com o objetivo de avaliar o comportamento do maciço e da estrutura do túnel ao longo do processo construtivo, a simulação numérica forneceu estimativas dos recalques superficiais e das convergências da seção escavada em diferentes estágios de execução da obra. A partir dos resultados (Figs. 4.6, 4.7, 4.8, 4.19 e 4.20) nota-se a maior concentração dos recalques próximo ao poço de visita à montante e a necessária maior atenção. As Figs. 4.22 a 4.27 apresentam o acompanhamento da evolução temporal dos deslocamentos induzidos pela escavação dos tubos tracionados no corte longitudinal de cada ponto de medição.

É importante ressaltar que os pontos máximos, apresentados nas figuras, são quando chegam na frente de escavação. Não se sabe sobre a distância do avanço da frente da escavação apenas se tem informação sobre o momento da colocação da cravação dos tubos na obra.

As Figs. 4.22 a 4.27 apresentam os recalques estimados da simulação numérica, o ajuste dos dados reais dos recalques e a medição real de cada ponto de medição pertencente ao corte longitudinal. A partir da evolução temporal, estima-se que o processo construtivo consistiu em primeiro a cravação do tubo, e posteriormente, a escavação com a queda acentuada do recalque. Nota-se, também que foram utilizadas metodologias construtivas diferentes até à conclusão da obra. Além disso, intervenções, como as socarias as quais consistem em nivelar todo o lastro que se encontra sob os dormentes.

A Fig. 4.22 mostra que o ponto de medição MS-2 foi o que mais se distanciou da estimativa da simulação numérica, devido às condicionantes específicas do processo executivo. Já na Figura 4.24, obteve-se um cenário mais vantajoso do que em todos os cenários da simulação numérica com o recalque menor que o esperado.

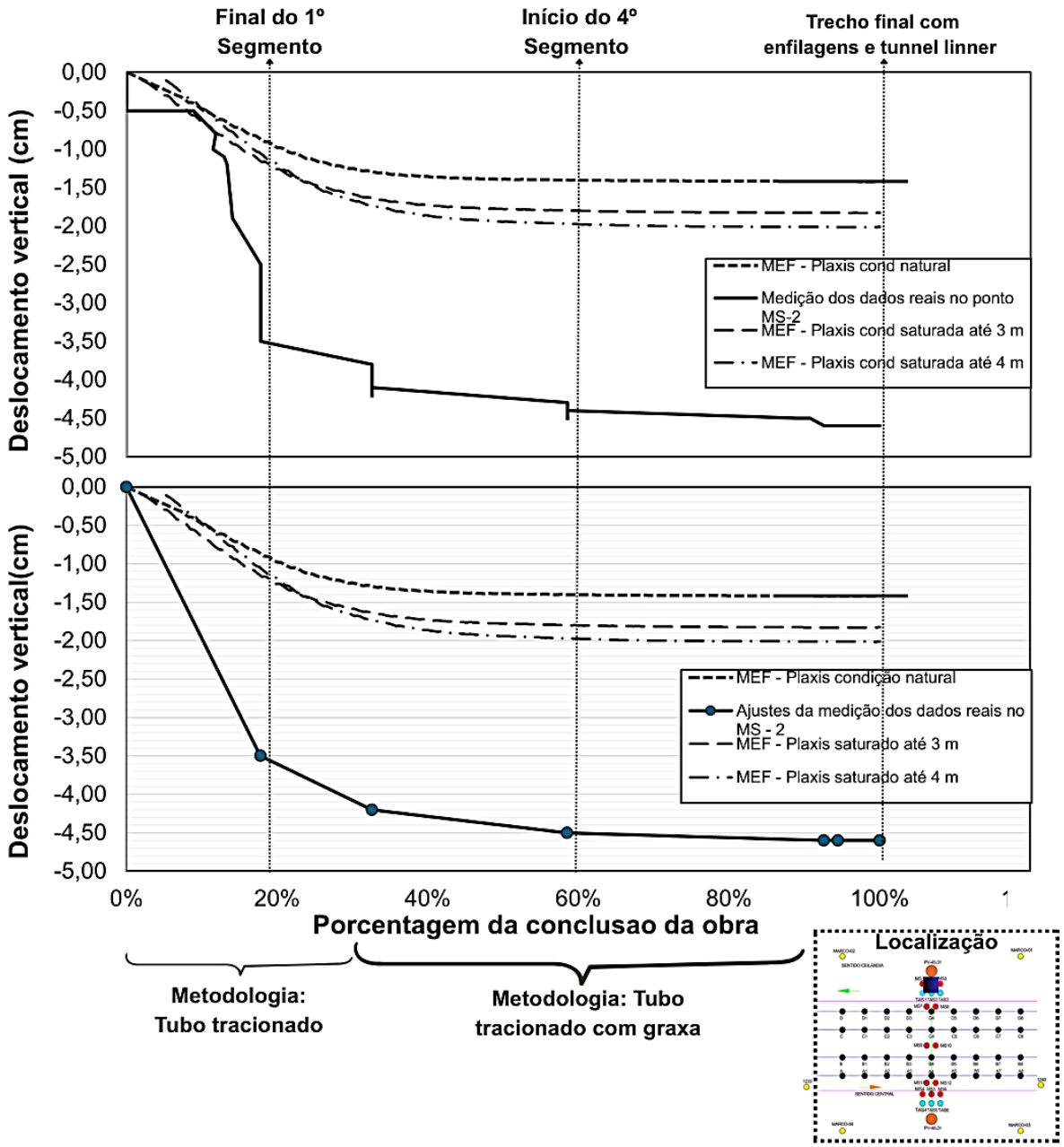


Figura 4.22 - Evolução temporal do ponto MS-2 (montante) durante a construção do tubo tracionado

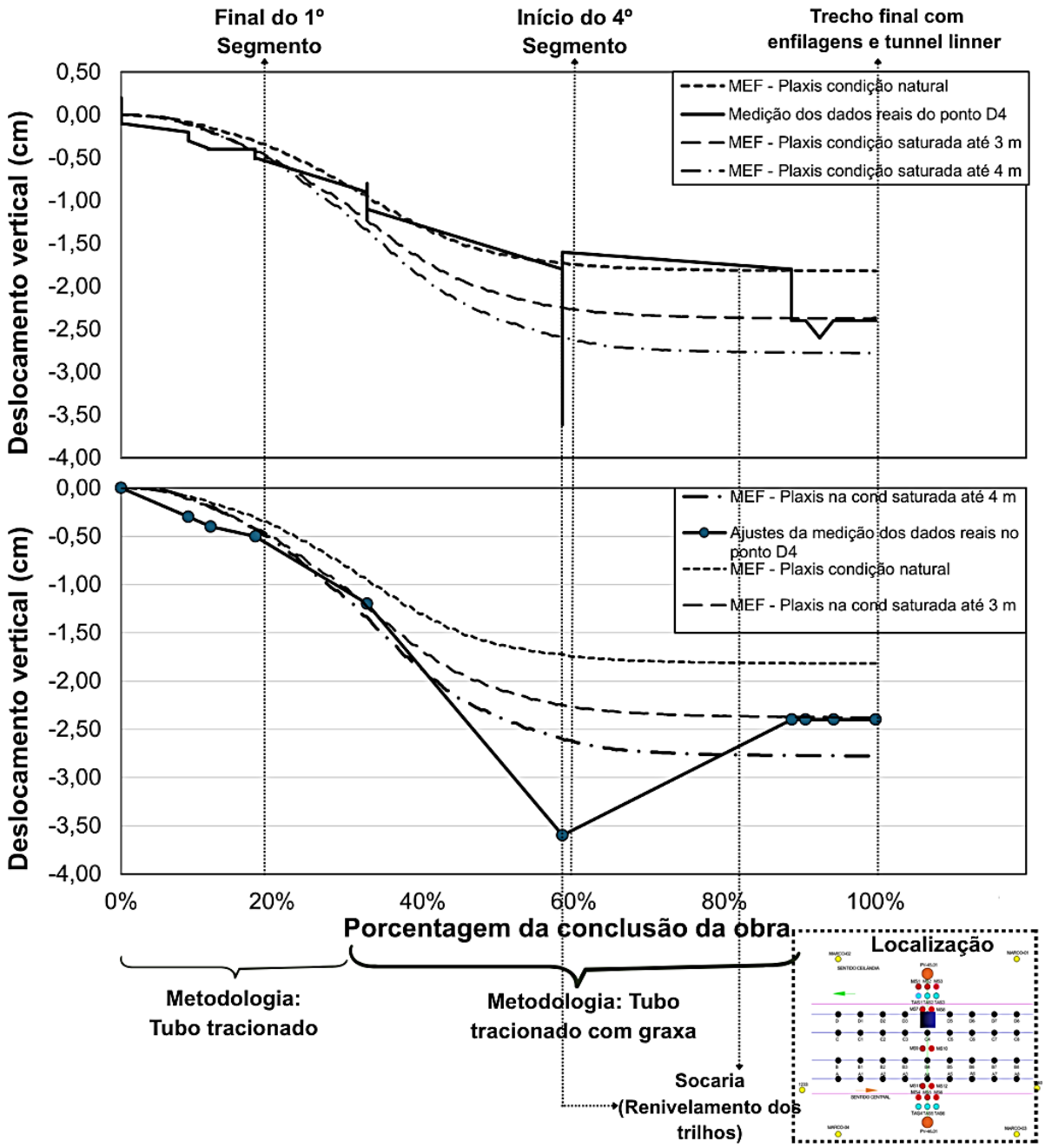


Figura 4.23 - Evolução temporal do ponto D4 durante a construção do tubo tracionado

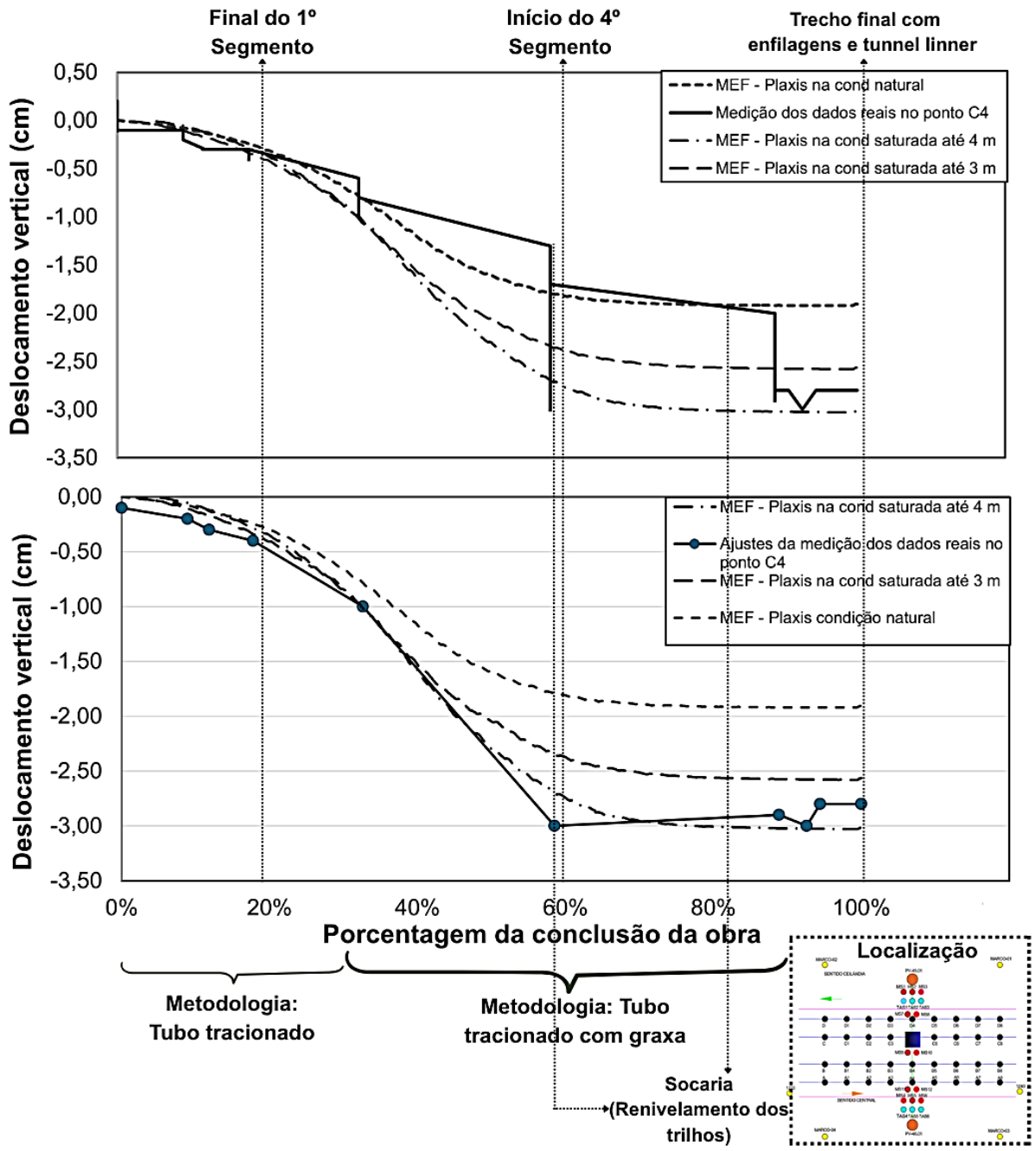


Figura 4.24 - Evolução temporal do ponto C4 durante a construção do tubo tracionado

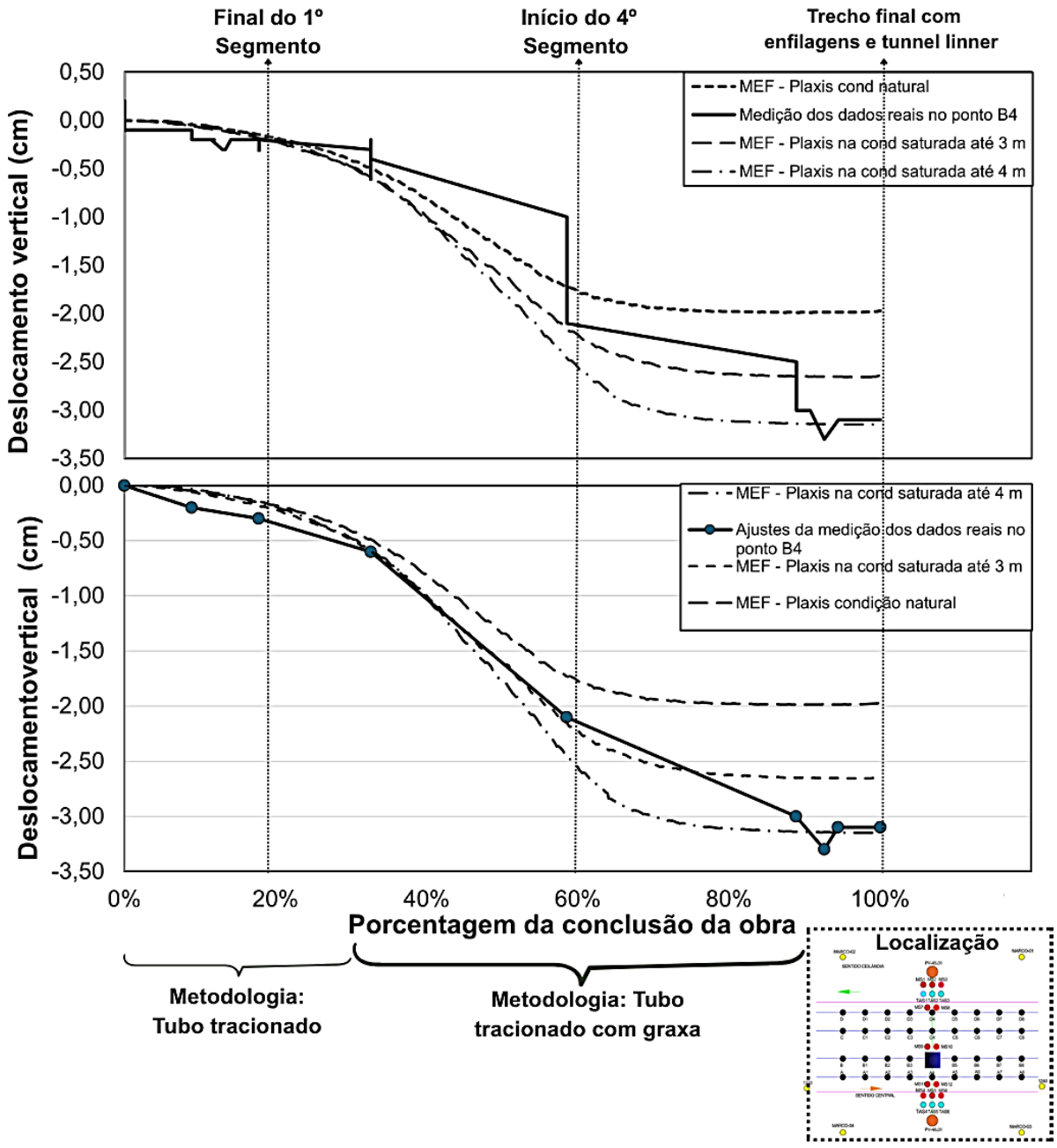


Figura 4.25 - Evolução temporal do ponto B4 durante a construção do tubo tracionado

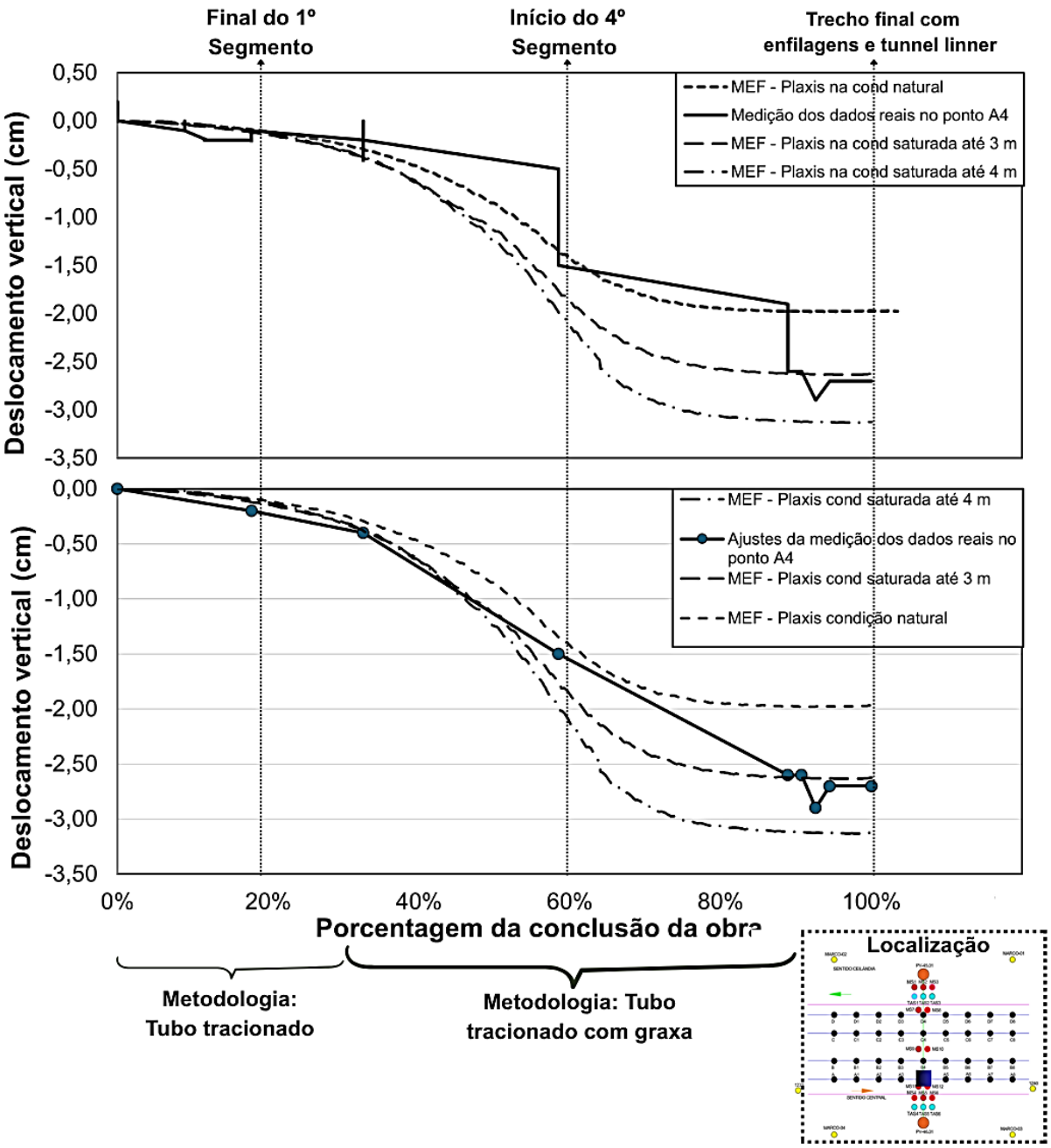


Figura 4.26 - Evolução temporal do ponto A4 durante a construção do tubo tracionado

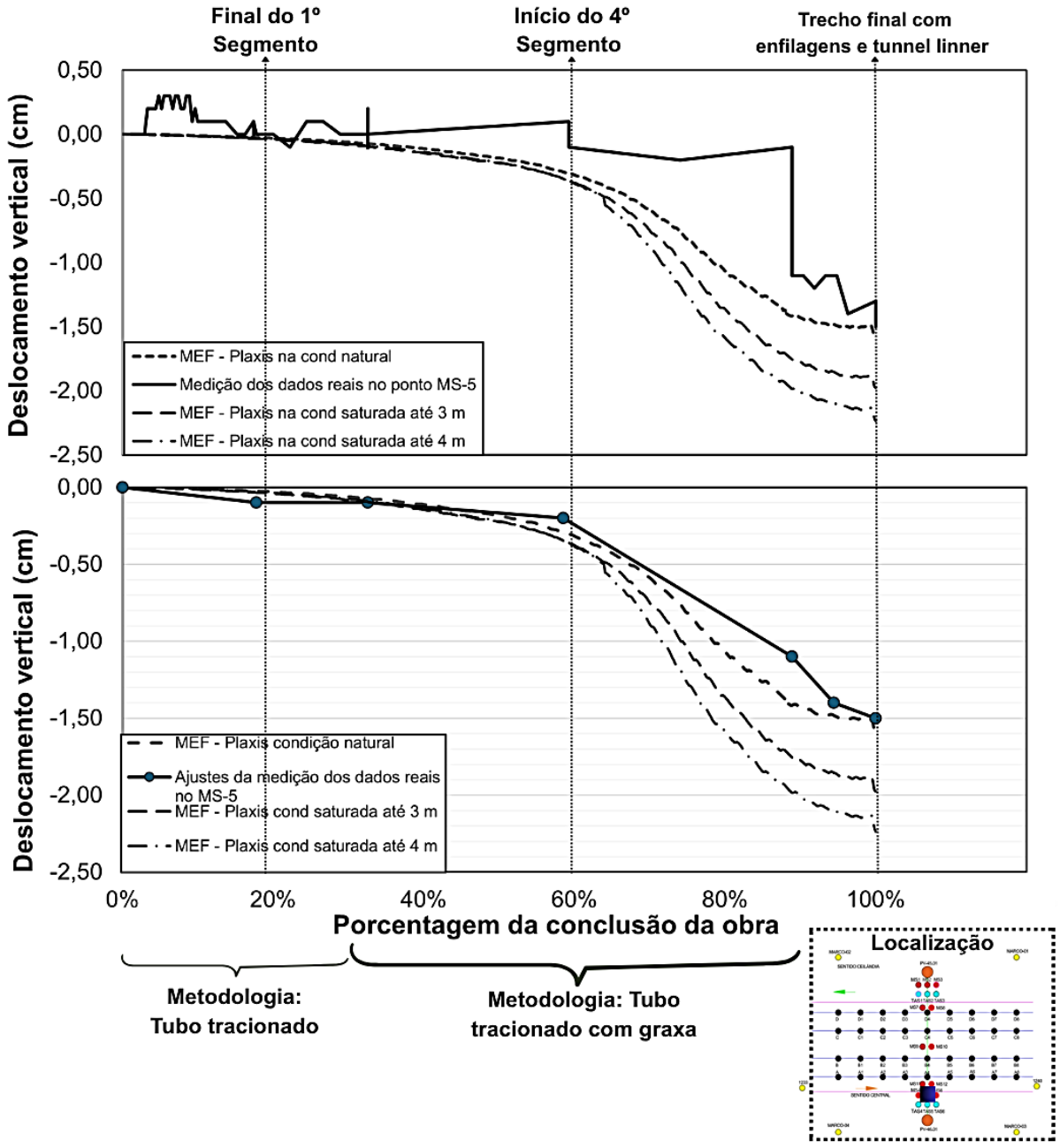


Figura 4.27 - Evolução temporal do ponto MS-5 (jusante) durante a construção do tubo tracionado

As Figs. 4.23 e 4.24 têm em comum que, quando acontece a cravação do 4º tubo, os deslocamentos ultrapassam os valores estimados da simulação numérica, porém quando acontece as socarias, ao final da construção, ambas ficam dentro dos valores estimados. Já as Figs. 4.25 e 4.26 apresentam os recalques dentro dos valores estimados da simulação numérica durante todo o processo construtivo.

A Tabela 4.2 apresenta o resumo dos máximos recalques encontrados bem como o evento temporal correspondente da simulação numérica nas condições de umidade e na medição real.

Tabela 4.2 - Recalques superficiais máximos encontrados (cm)

Evento	MEF			Medido
	Natural	Inundado		
		até 3 m	até 4 m	
Cravação do 1º segmento	3,3	3,7	4,0	2,6
Cravação do 2º segmento	3,3	4,3	4,0	3,9
Cravação do 3º segmento	3,2	3,9	4,1	4,5
Cravação do 4º segmento	3,2	3,9	4,1	4,5

É evidente que mesmo no cenário de inundação até 4 m, a simulação numérica apresentou recalques máximos menores que os encontrados na medição real devido às diferentes metodologias construtivas utilizadas.

A análise conjunta dos resultados de evolução espacial e temporal foi fundamental para verificar a adequação do método construtivo adotado, bem como para identificar os eventuais estágios críticos, durante a construção, em que os deslocamentos se mostraram mais pronunciados e o risco de instabilidade é potencialmente mais elevado.

Nesse sentido, foi verificada a leitura dos recalques superficiais e das convergências dos pontos B4 (no meio da seção do metrô) e MS-2 (mais próximo do poço de visita à montante) e o pertencimento nos limites estabelecidos para construção dos parâmetros $C_{último}$, C_{limite}, $u_{y,último}$, $u_{y,limite}$. Também, foi feita a comparação da estimativa dos parâmetros na simulação numérica na condição saturada até 4 m.

As Figs. 4.28 e 4.29 apresentam a evolução dos recalques superficiais e convergências à medida que avança a cravação do tubo.

Observou-se que, no ponto B4, o recalque superficial ultrapassou $u_{y,limite}$ mas não atingiu $u_{y,último}$, indicando ausência de colapso da estrutura. No ponto MS-2, o recalque superficial também superou $u_{y,limite}$ sem alcançar $u_{y,último}$, porém aproximou-se mais deste último, sinalizando necessidade de maior atenção. Diante desse cenário, a metodologia construtiva foi alterada: o tubo tracionado passou a ser executado com injeção de graxa.

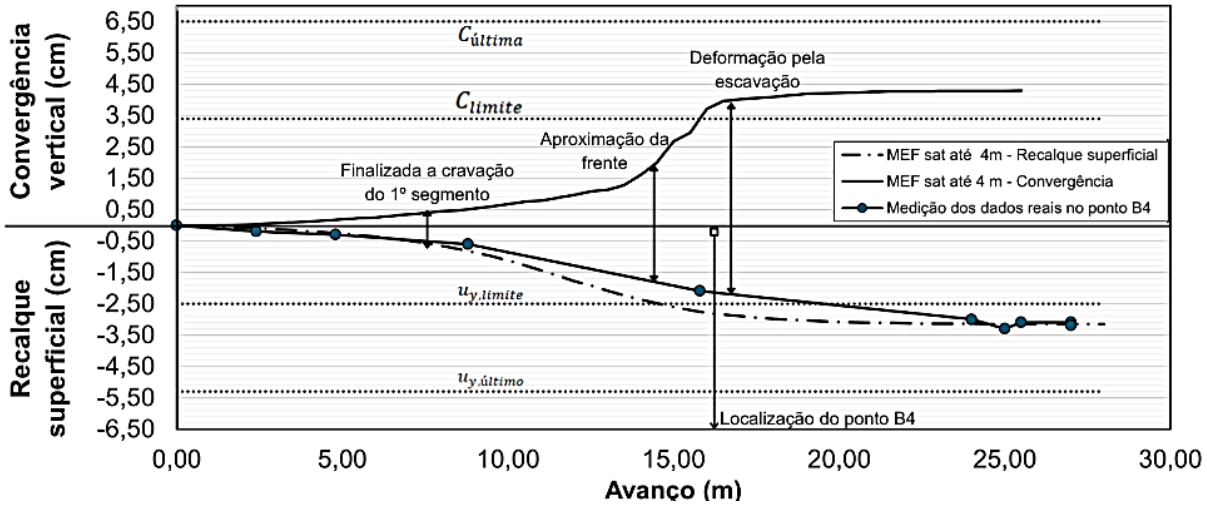


Figura 4.28 - Recalque superficial e convergência x avanço da cravação do tubo no ponto B4 (no meio da seção do metrô)

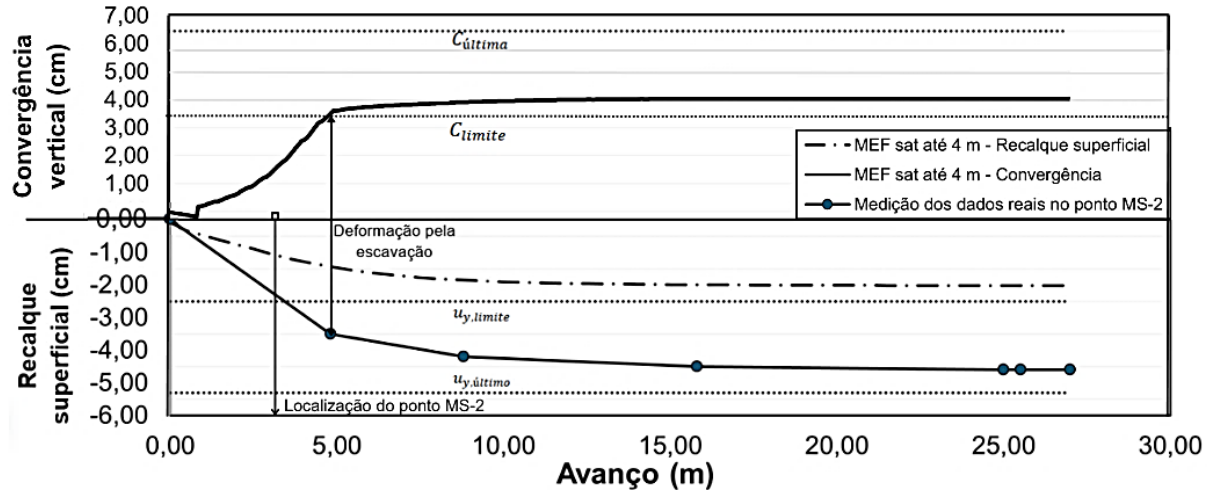


Figura 4.29 - Recalque superficial e convergência x avanço da cravação do tubo no ponto MS-2 (mais próximo do poço de visita à montante)

4.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

Nesta seção são apresentados os resultados da simulação numérica referentes à estabilidade da frente de escavação no método de tubos tracionados. A análise foi conduzida com o objetivo de investigar o comportamento do maciço de solo na região imediatamente à frente do tubo durante o processo de escavação, identificando os mecanismos de ruptura mobilizados e quantificando o nível de segurança disponível para as condições analisadas.

Em seguida, apresenta-se a análise do Fator de Segurança (FS), determinado pelo método de Redução da Resistência ao Cisalhamento (*Shear Strength Reduction — SSR*), no qual os parâmetros de resistência do solo são progressivamente reduzidos até que se configure o

colapso do modelo numérico. A Fig. 4.30 apresenta o FS calculado na simulação numérica nas condições natural e inundada até 3 m e 4 m.

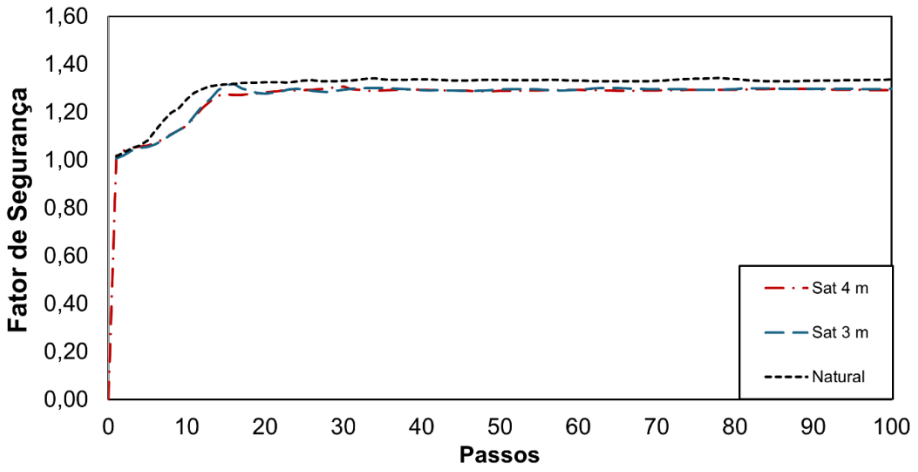


Figura 4.30 - Fator de Segurança obtido na simulação numérica

Nas análises, o fator de segurança resultou em 1,30 nas condições saturadas (avaliadas para profundidades de 3 m e 4 m) e em 1,34 na condição de umidade natural. Como indicado no item 3.2.1, para esta avaliação utilizaram-se as propriedades do solo determinadas no Campo Experimental do PPG-Geotecnia da UnB. Importante salientar que, como descrito no item 3.1.4, durante o período de paralisação coletaram-se amostras indeformadas na frente de escavação; os resultados dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto realizados sobre essas amostras deram resultados de resistência significativamente maiores aos considerados inicialmente no projeto, permitindo reduzir o comprimento do *plug* de solo dentro do tubo a praticamente zero (L = 0, Fig. 4.31), o que facilitou a escavação, mantendo o fator de segurança da frente adequado ao projeto (FS ≥ 2, Fig. 4.31, Rebolledo, 2025).

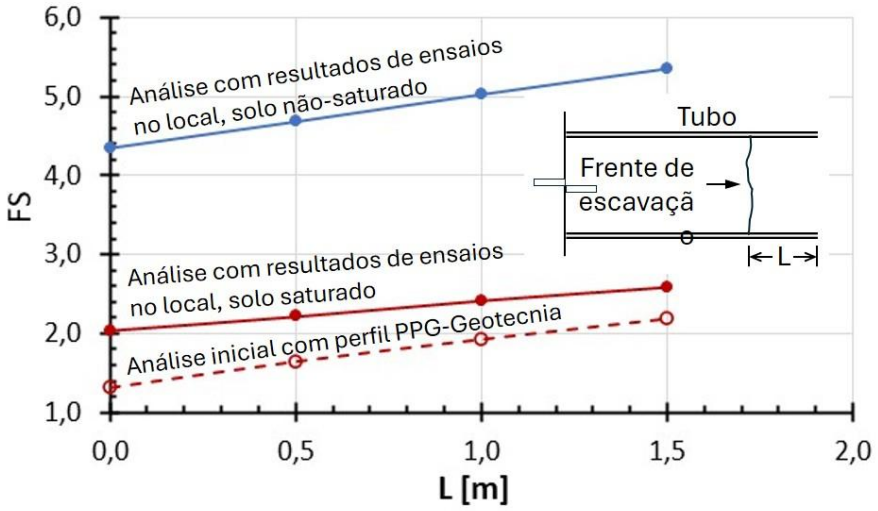


Figura 4.31 - FS para a frente de escavação considerando diferentes valores de L (Rebolledo, 2025)

A Fig. 4.32 apresenta o mecanismo de ruptura da frente de escavação e a magnitude das

deformações encontradas da simulação numérica na condição saturada até 4 m.

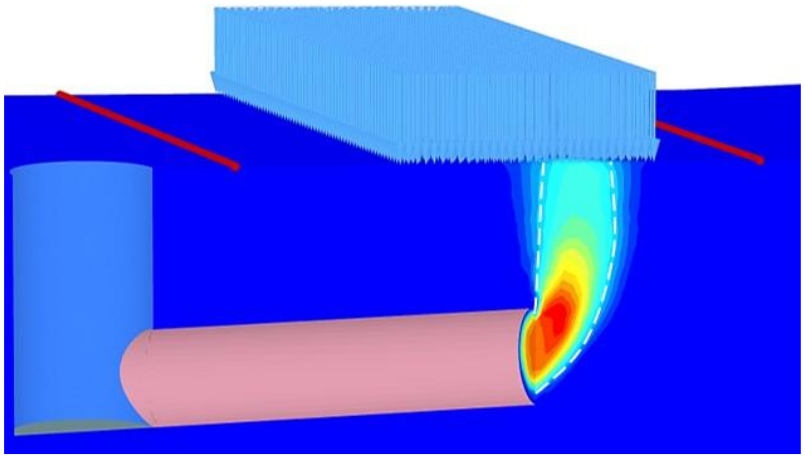


Figura 4.31 - Mecanismo de ruptura da frente de escavação na simulação numérica

Observa-se semelhança com a estabilidade global da face mostrada na Fig. 4.10a e concentração de deformação no núcleo da frente de escavação. A remoção do solo e o alívio de tensões (descarregamento da escavação) durante a escavação geram um efeito de cisalhamento. Contudo, em profundidades maiores a resistência e a rigidez do solo são superiores, resultando em deformações menores (Li et al., 2024).

Inicialmente, com base nas deformações desviadoras obtidas na simulação, é possível caracterizar a geometria da superfície de ruptura, o modo de colapso predominante e a extensão da zona plastificada ao redor da frente de escavação. A Fig. 4.32 ilustra a forma da zona de ruptura que se desenvolve no teto e no piso do túnel e que pode ascender até a superfície.

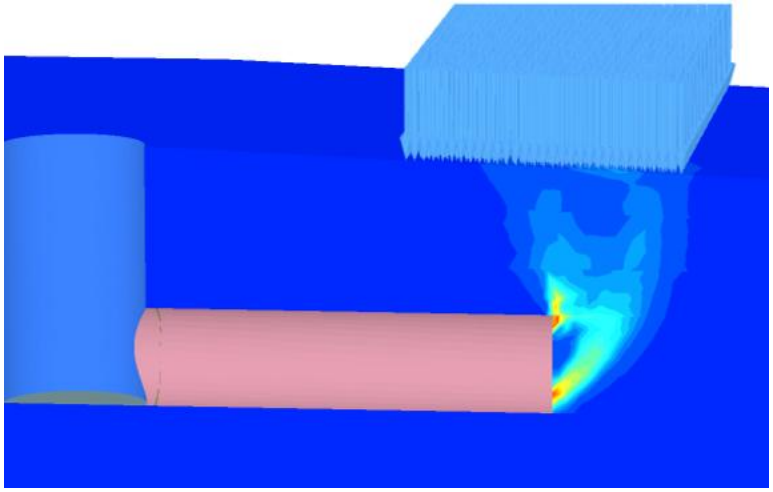


Figura 4.32 - Zona de ruptura no formato cunha-silo do tubo tracionado na simulação numérica

Os resultados da simulação numérica se complementam já que a Fig. 4.31 indica o mecanismo de colapso do modelo por meio dos deslocamentos incrementais (*incremental*

displacements. A Fig 4.32 evidência onde o solo está a deslizar com um formato de cunha-silo por meio do resultado da simulação numérica da deformação desviadora (*deviatoric strain*).

O formato da zona de ruptura no solo assume tipicamente a forma de uma cunha-silo, sendo composta por uma cunha na parte inferior e um prisma (ou silo) na parte superior, característico do mecanismo de ruptura em tubos tracionados em túnel raso, visto na Fig. 4.32. Em solos que possuem atrito e coesão (coesivo-friccionais), a forma de cunha é muito mais evidente e o ângulo de inclinação da superfície de falha é maior quando comparado com estratos de solos puramente coesivos, DING, Wantao et al. (2022).

Este mecanismo de cunha-silo é uma evolução tridimensional e otimizada do mecanismo de Horn (1961). Ele mantém o princípio do "efeito silo" (arqueamento do solo na coluna vertical que alivia o peso), mas adapta as equações e o formato dos blocos. Horn (1961) trouxe a fundamentação teórica que introduziu a ideia de que o colapso da frente de escavação não é apenas um bloco isolado que desliza, mas sim uma combinação de corpos rígidos.

O mecanismo em formato de cunha-silo é composto por uma parte inferior (a cunha) localizada diretamente à frente da face de escavação, a qual atua como um bloco rígido (na forma de uma cunha trapezoidal ou triangular), que desliza para o interior do túnel no caso de uma falha ativa. A linha de deslizamento dessa cunha parte da base do túnel e sobe formando um ângulo com a horizontal que é geralmente igual a $45+\varphi/2$, sendo φ o ângulo de atrito interno do solo. Já a parte Superior (o silo ou prisma) consiste em uma coluna de solo que se estende verticalmente do topo da cunha até a superfície do terreno. O comportamento desta região é governado pelo efeito de arqueamento do solo (*soil arching effect*), em que o atrito nas laterais dessa coluna transfere parte do peso para o solo firme adjacente, aliviando a carga vertical direta que atua sobre a cunha e a face do túnel, DING, Wantao et al. (2022).

Capítulo 5 CONCLUSÕES

Este estudo avaliou um sistema de escavação para um túnel raso sob o metrô do Distrito Federal por meio de modelagem numérica e validação com dados instrumentais da obra. As simulações permitiram estimar recalques superficiais, a extensão da bacia de deformações e a estabilidade da frente de escavação. A comparação entre modelos e medições revelou concordâncias e divergências: o modelo reproduziu adequadamente os recalques em pontos influenciados pela socaria e em pontos próximos ao poço de visita jusante, mas subestimou deslocamentos em trechos próximos ao poço de visita montante, devido a particularidades do processo construtivo. O trabalho evidencia a importância da sequência construtiva e mostra que alterações metodológicas (por exemplo, introdução de injeção de graxa) influenciam significativamente a gênese e a distribuição das deformações. Como contribuição prática, foram estabelecidos parâmetros de referência para monitoramento baseados em simulações em Estado Plano de Deformações (EPD-2D).

O comportamento geral previsto pelo modelo tridimensional, para a metodologia de tubos tracionados, indicou estabilidade, uma vez que os deslocamentos máximos estimados permaneceram dentro dos limites definidos pela modelagem numérica 2D em Estado Plano de Deformações (EPD-2D). A modelagem EPD-2D permitiu delimitar os estados-limite de recalques e convergências, considerando cenários de deformação e ruptura em escavações sem suporte para solos colapsíveis, tanto em condição natural quanto em condição saturada, com variação da profundidade de saturação.

Assim, os parâmetros de referência extraídos das simulações constituem uma ferramenta de controle para a instrumentação de campo: caso esses limites sejam ultrapassados, devem acionar medidas corretivas ou de mitigação.

No contexto de saturação, a simulação EPD-2D evidenciou a influência do aumento da profundidade de saturação sobre a redução da capacidade de autossuporte do solo. Isso refletiu-se nos parâmetros-limite de recalque superficial e de convergência: quanto maior a profundidade de saturação, maiores as deformações, embora a evolução espacial da escavação tenha sido menos pronunciada. O efeito da saturação em solos colapsíveis decorre da degradação das ligações cimentícias (sais e carbonato de cálcio) e das pontes de argila que coesam as partículas do solo.

Os resultados da simulação numérica da estabilidade da frente de escavação mostraram coerência com a literatura, que descreve um mecanismo de ruptura do tipo cunha-silo para tubos tracionados.

Para os deslocamentos, a comparação entre as estimativas numéricas 3D e a instrumentação indicou boa concordância: nos cortes transversais A e B, os recalques previstos validaram o modelo, apresentando valores próximos aos observados em campo. Nos cortes C e D, com intervenção das socarias, a medição final também coincidiu com as previsões. Na ausência dessa intervenção, o cenário teria sido diferente — durante a cravação do 4.º tubo verificaram-se recalques superiores aos previstos na simulação. Situação análoga ocorreu no ponto MS-2, próximo ao poço de visita montante, onde se observou maior concentração de recalques superficiais, conforme evidenciado no corte longitudinal e na evolução espacial.

As diferenças observadas entre os resultados da simulação numérica e as medições de nivelamento topográfico devem-se, em grande parte, às condições específicas do processo construtivo e às discrepâncias entre a sequência construtiva real e a sequência adotada na modelagem. Na modelagem tridimensional assumiu-se a sequência "cravação seguida de escavação", informação que pode não coincidir com a sequência executiva real — da qual não foram obtidos detalhes. Em termos de desempenho, a simulação apresentou boa concordância com as medições em alguns trechos, enquanto em outros subestimou os deslocamentos.

Durante a paralisação, a coleta de amostras indeformadas na frente de escavação e os ensaios triaxiais e de cisalhamento permitiram caracterizar melhor o comportamento do solo, possibilitando reduzir o comprimento do *plug* dentro do tubo a praticamente zero e manter o fator de segurança da frente dentro do parâmetro projetual ($FS \geq 2$). Essas ações, aliadas à correção da geometria do chanfro e à implementação do sistema de injeção de graxa, facilitaram a escavação ao reduzir a aderência solo–maciço e otimizar o corte. Não obstante, a intervenção realizada mostrou-se insuficiente para eliminar totalmente os riscos de deslocamento: foram executados serviços de socaria nos trilhos do metrô, a fim de garantir que os deslocamentos verticais permanecessem dentro do limite operacional de 2 cm exigido pela administração do metrô. Assim, as medidas tomadas demonstraram eficácia na melhoria das condições de escavação e na mitigação de impactos, mas reforçam a necessidade de monitoramento contínuo e de medidas complementares quando condições executivas

específicas elevam o risco de deslocamentos excedentes.

Conclui-se que o sistema de escavação por tubo tracionado mostrou-se aplicável ao solo poroso colapsível de Brasília. Apesar das limitações de informações da obra — entre as quais a não utilização de formulações que representem explicitamente o colapso estrutural do solo — o trabalho atingiu seus objetivos ao avaliar o desempenho da metodologia construtiva proposta.

Para trabalhos futuros recomenda-se:

- ~ Avaliar, por meio de ensaios numéricos e experimentais, a eficácia de técnicas de mitigação (*jet grouting*, injeções de consolidação, injeção de graxa);
- ~ Realizar retroanálises geotécnicas a partir dos dados instrumentais disponíveis para calibrar modelos e reduzir discrepâncias entre simulação e campo;
- ~ Incluir, em modelagens futuras, modelos constitutivos que incorporem a infiltração de água de chuva e mecanismos de colapso do solo, bem como estudar a influência da variação do grau de saturação na estabilidade da frente em túneis rasos no solo poroso de Brasília.

Essas ações contribuirão para aprimorar a representação física nos modelos, aumentar a confiabilidade das previsões e fornecer parâmetros de controle mais robustos para monitoramento e tomada de decisão em obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEXANDER, Lyle T.; CADY, John G. (1962). Genesis and hardening of laterite in soils. United States Department of Agriculture, (Technical Bulletin, n. 1282). Washington, D.C.: U.S.A. 90 p.

ALMEIDA E SOUSA, J. et al. (2011). Three-Dimensional Nonlinear Analyses of a Metro Tunnel in São Paulo Porous Clay, Brazil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, [s. l.], v. 137, n. 4, p. 376-384. Disponível em: https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000445. Acesso em: 21 jun. 2025.

ALVES, P. C. (2009). Cartografia Geotécnica para Obras Subterrâneas: Condições de Construções de Garagens Subterrâneas e Metrô no Plano Piloto de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 178/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.

ANAGNOSTOU, G. & EHRBAR, H. (2013) Auxiliary measures in tunneling. Geomechanics and Tunnelling, 6, 186.

ARAKI, M.S. (1997) Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-040ª/97, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 121p.

ASSIS, A.P. & FARIAS M.M. (1998). Conferências Especiais: Escavações de túneis em solos porosos colapsíveis: caso histórico do Metrô/DF. XI Congresso Brasileiro de Mecânicas dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 4(pós-congresso): 179-194.

BALDOVIN, G., (1969). The shear strength of lateritic soils. Spec. Sess. Properties Lateritic Soils. Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 7th, Mexico, 1: 129-142.

BARRANTES, Perlita Rosmery Esaine. (2013). Análise sísmica e hidromecânica de uma barragem de terra zonada no Peru. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro 191 p.

BENETTI, J.C.B.; MIGUEL, M.G. (2013). A proposal of structural models for colluvial and lateritic soil profile from southwestern Brazil on the basis of their collapsible behavior. Eng Geol; 153:1-11.

BICKEL, J. O.; KUESEL, T. R.; KING, E. H. (1996) (Ed.). Tunnel Engineering Handbook. 2. ed. [S.l.]: Chapman & Hall, 544 p.

BILOTTA, E.; CASALE, R.; DI PRISCO, C. G.; MILIZIANO, S.; PEILA, D.; PIGORINI, A.; PIZZAROTTI, E. M. (2022). Hand Book on Tunnels and Underground Works Volume 1: Concept-Basic Principles of Design. Torino: Società Italiana Gallerie (Italian Tunnelling Society), .

BOSCARDIN, M. D.; CORDING, E. J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, [s. l.], v. 115, n. 1, p. 1-21. Disponível em: https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:1(1). Acesso em: 21 jun. 2025.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; NUNES, P. M.; BERBERIAN, D. & FERREIRA, E. S. (1987). Influencia del pH del Liquido de Saturación en la Colapsabilidad. VIII Congresso Panamericano de Mec. de Suelos e Ing. de Fundaciones. Colombia. pp:1-8.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; MORTARI, D.; SILVA, P. R. & PAIXÃO, M. M. O. M,, (1993). Avaliação da Colapsividade de um Solo Poroso em Consequência da Construção de um Aterro. 27a Reunião Anual de Pavimentação. Belém, pp: 255-263.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; MORTARI, D.; ARAKI, M. S. & PALMEIRA. E. M. (1994). Aspectos Relativos a Colapsividade da Argila Porosa de Brasília, Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, (3), pp. 1157-1163.

CARDOSO, Fabrício Bueno da Fonseca. (1995). Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. xx, 140 f., il. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Universidade de Brasília, Brasília.

CARDOSO, F.B.F., Martins, E.S. & Camapum de Carvalho, J. (1998 b). A evolução pedogeoquímica e sua influência nas propriedades físicas dos solos profundamente intemperizados do Distrito Federal. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 1:52-58.

CARVALHO, J. C; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; MELO, M. T. S. (2006). Processos erosivos no Centro-Oeste Brasileiro. Brasília: Universidade de Brasília: FiNaTEC. 463 p.

CARVALHO, José Camapum de et al. (2015). Tropical soils for highway construction: Peculiarities and considerations. Transportation Geotechnics, v. 5, p. 3-19. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.10.004. Acesso em: 31 de mar. 2025

CARVALHO, L.C. (1995). Análise da Estabilidade da Frente de Escavação e de Deslocamentos do Metrô/DF. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-025A/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 78 p.

CHENG, C. et al. Finite element analysis of tunnel-soil-pile interaction using displacement controlled model. Tunnelling and Underground Space Technology, [s. l.], v. 22, n. 4, p. 450-466, 2007. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.08.002. Acesso em: 21 jun. 2025.

CONCIANI, Wilson; BURGOS, Paulo Cesar; BEZERRA, Raimundo Leidimar. (2023). Origem e formação dos solos, perfis de intemperismo. In: COMISSÃO TÉCNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS... [et al.] (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. 2. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ABMS, Cap. 3.

CONSÓRCIO G5 (2024). “Perfil Longitudinal, Planta Baixa”, Desenho 022/2021-SODF, 03/12/2024.

CRIPPA, M. T.; VENDRAME, P. R. S.; FERREIRA, J. W. S.; TEIXEIRA, R. S. (2025). Hydro-Mechanical Behavior of Tropical Soils Reinforced with Recycled PET Fibers:

Influence of Weathering on Fiber-Matrix Interaction. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 43, p. 1-15.

DA SILVA, L e REBOLLEDO, JF. (2023). "Estudo do comportamento do sistema de escavação do túnel de drenagem na travessia do metrô, próximo à Terminal Asa Sul, Brasília-DF". Brasília, DF, 15 ago. Relatório Técnico Final para ***Consorcio G5***.

DARAEI, A; ZARE, S. (2019). Modified criterion for prediction of tunnel deformation in non-squeezing ground conditions. *Journal of Modern Transportation*, [S. l.], v. 27, n. 1, p. 11-24. Disponível em: https://doi.org/10.1007/s40534-018-0173-y. Acesso em: 02 de ago. 2025

DAVIS, E.H., GUNN, M.J., MAIR, R.J. & SENEVIRATNE, H.N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. Géotechnique, 30(4): 397-416.

DE GRAFT-JOHNSON, J.W.S., Bhatia, H.S. and Gidigasu, M.D., (1968). The engineering characteristics of lateritic residual clays of Ghana for earthdam construction. Proc. Symp. Earth Rockfill Dams. Natl. Soc. Soil Mech. Found. Eng., New Delhi, 1: 94-107..

DJENANE, Mohamed; BEZIH, Kamel. (2024). Shallow tunneling's impact on surface settlements. The Journal of Engineering and Exact Sciences, [s. l.], v. 10, n. 04, 18591, 2024. Disponível em: https://doi.org/10.18540/jcecvl10iss4pp18591. Acesso em: 28 jun. 2025.

DINDARLOO, S. R.; SIAMI-IRDEMOOSA, E. (2015). Maximum surface settlement based classification of shallow tunnels in soft ground. Tunnelling and Underground Space Technology, [s. l.], v. 49, n. 1, p. 320-327. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.05.009.

DING, Wantao et al. (2022). Study on excavation stability of shallow rectangular shield pipe jacking tunnel. Arabian Journal of Geosciences, [S. l.], v. 15, n. 691. Disponível em: https://doi.org/10.1007/s12517-021-08965-5. Acesso em: 24 maio 2025.

DISTRITO FEDERAL (Brasil). Companhia Imobiliária de Brasília (TERRACAP). (2020). Projeto Executivo de Readequação de Drenagem da Faixa 1-2 Norte – DRENAR-DF: Especificações técnicas e construtivas para execução de túneis pelo processo não destrutivo "Sistema Tunnel Liner Epoxy". Brasília, DF: TERRACAP, documento técnico.

DOMINGUES, Vinícius Resende. (2016). Técnicas construtivas de túneis de travessia. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 106p.

FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (1994). Simulação numérica de um túnel em solo poroso e colapsível. III Simpósio sobre Escavações Subterrâneas, Brasília, DF, p. 263-275.

FARIAS, M., ASSIS, A. (1996). Numerical simulation of a tunnel excavated in a porous collapsible soil. International Society for Soil Mechanics And Geotechnical Engineering. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Mair & Taylor: 501-506.

FERRÃO, W. C., JENSEN, B. M, BERNAUD, D. (2020). Numerical modeling of shallow tunnels: analysis of the surface settlements. CILAMCE – IBERIAN LATIN-AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING. Foz do Iguaçu. v. 2 n. 02

FISH, JACOB; BELYTSCHKO, TED. (2009). Um primeiro curso em elementos finitos. Rio de Janeiro: LTC. 284 p.

FRANÇA, P. T. (2006). Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo. 185p.

FROST, R.J. (1967). Importance of correct pretesting preparation of some tropical soils. Proc. S.E. Asia Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1st, Bangkok, pp. 43-53.

GALLI, G.; GRIMALDI, A.; LEONARDI, A. (2004). Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining. Computers and Geotechnics, [s. l.], v. 31, n. 3, p. 171-183, 2004. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2004.02.003. Acesso em: 28 jun. 2025.

GIDIGASU, M. D. (1970). The importance of soil genesis in the engineering classification of Ghana soils. Engineering Geology, [s. l.], v. 5, n. 2, p. 117-161. Disponível em: https://doi.org/10.1016/0013-7952(71)90015-9. Acesso em: 31 mar. 2026.

GIDIGASU, M. D. (1976). Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering. Amsterdam: Elsevier Scientific. 554 p.

GIODA, Giancarlo; LOCATELLI, Livio. (1999). Back analysis of the measurements performed during the excavation of a shallow tunnel in sand. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, [s. l.], v. 23, n. 13, p. 1407-1425. Disponível em: https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199911)23:13<1407::AID-NAG37>3.0.CO;2-9. Acesso em: 28 jun. 2025.

GIODA, G.; SWOBODA, G. (1999). Developments and applications of the numerical analysis of tunnels in continuous media. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, [s. l.], v. 23, n. 13, p. 1393-1405. Disponível em: https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199911)23:13<1393::AID-NAG36>3.0.CO;2-H. Acesso em: 28 jun. 2025.

GUIMARAES, R. C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2002, 183 p.

GRADWELL, M. and BIRREL, K.S. (1954). Physical properties of certain volcanic soils. N.Z. J. Sei. Tech., 36: 108-122.

HERNÁNDEZ, YZ (2016). Comportamento da frente de escavação de túneis rasos. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, PPG-Geotecnia/UnB, G.DM-265/16.

HIRASHIMA, K.S. (1948). Highway experience with thixotropic volcanic clay. Proc. Highw. Res. Board, 28: 481-496.

JENNY, H. (1941) Factors of soil formation: a system of quantitative pedology. New York: McGraw-Hill. 281 p.

JIN, Dalong et al. (2022). Effect of an undercrossing tunnel excavation on an existing tunnel considering nonlinear soil-tunnel interaction. Tunnelling and Underground Space Technology, [s. l.], v. 130, 104571. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.tust.2022.104571. Acesso em: 21 jun. 2025.

KALI ENGENHARIA (2023). "Projeto de reforço para escavação. Projeto Túnel de Drenagem Urbana", Brasília DF, 17 nov. 2023. Desenho de projeto para Consorcio G5.

LANGER, F.; STOCKMANN, K. (1985). Stability Analysis Of Tunnels Using The Program Adina. Computers And Geotechnics, vol. 21, pp. 341-351.

LI, Jun; SHAO, Shengjun; SHAO, Shuai. (2019). Collapsible characteristics of loess tunnel site and their effects on tunnel structure. Tunnelling and Underground Space Technology, [s. l.], v. 83, p. 509-519, 2019. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.08.035. Acesso em: 21 jun. 2025.

LI, Zejie; WENG, Xiaolin; CUI, Yicheng. (2024). Study on the influence of pipe jacking construction on existing subway tunnels. Environmental Earth Sciences, [S. l.], v. 83, n. 651. Disponível em: https://doi.org/10.1007/s12665-024-11953-z. Acesso em: 24 maio 2025.

LIAO, S.-M. et al. (2009). Shield tunneling and environment protection in Shanghai soft ground. Tunnelling and Underground Space Technology, [s. l.], v. 24, n. 4, p. 454-465. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.12.005.

LOUGHNAN, F. C. (1969). Chemical weathering of the silicate minerals. New York: Elsevier. 154 p.

LUMB, P., (1962). The properties of decomposed granite. Geotechnique, 12 (3): 226-243.

LUNARDI, P. (1994). Projeto e construção de túneis segundo o método baseado nas análises das deformações controlada nas rochas e nos solos. Trad. ABMS, São Paulo, SP, 32 p.

MACEDO, P.M., BRANDÃO, W. & ORTIGÀO, J. A.R. (1994). Geologia de engenharia no túnel da Asa Sul do Metrô de Brasília. IV Simpósio de Geologia do Centro-Oeste, SBG, Brasília. DF, pp. 206-209.

MAIDL, B., THEWES, M. & MAIDL, U. (2013). Handbook of tunnel Engineering. Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin. Volume I: structures and methods. 453p.

MÖLLER, S., (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Herausgeber: Thesis doctoral Universitat Stuttgart. Institut für Getechnik. Herausgeber P. A. Vermeer. Berlin. 174 p.

MUÑOZ, C. C. (2014). Avaliação numérica da técnica de bulbos de compactação em um depósito de areia fofa. Dissertação de M.Sc., PUC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

NARESI JUNIOR, Luiz Antonio. 75) Tunnel Liner e/ou Túnel Bala: Execução e Problemas Típicos durante sua construção por falta de sondagens e eventos não previstos. [S. l.]: LAN Consultoria, 2021. Disponível em: https://sites.google.com/site/lanjconsultoria/75-tunnel-liner---execucao-e-problemas-tipicos. Acesso em: 18 de agosto de 2025.

NEGRO, A. and EISENSTEIN, Z. (1981). Ground control techniques in three Brazilian water tunnels. Parts 1, 2 and 3. Tunnels and Tunnelling.

NEGRO, A. (1988). Design of Shallow Tunnels in Soft Ground. PhD Thesis, Departament of Civil Engineering, University of Alberta, Edmont, Alberta, Canada. 1480 p.

NEWILL, D., (1961). A laboratory investigation of two red clays from Kenya. Geotechnique, 11: 303-318.

ORESTE, P. P.; DIAS, D. (2012). Stabilisation of the excavation face in shallow tunnels using fibreglass dowels. Rock Mechanics and Rock Engineering, [s. l.], v. 45, n. 4, p. 499-517. Disponível em: https://doi.org/10.1007/s00603-012-0234-1. Acesso em: 21 jun. 2025.

ORTIGÃO. J.A.R. & MACEDO. P. (1993). Large settlements due to tunnelling in porous clay. International Conference on Underground Transportation Infrastructures, Tunnels et Ouvrages Souterrains. Toulon, France. 119(9-10): 245-250.

ORTIGÃO, J.A.R.; KOCHEN, R.; FARIAS, M.M. & ASSIS, A. P. (1996). Tunneling in Brasília porous clay. Canadian Geotechnical Journal, v.33, p.565-576.

OU, C.-Y.; TENG, F.-C.; WANG, I.-W. (2008). Analysis and design of partial ground improvement in deep excavations. Computers and Geotechnics, [s. l.], v. 35, n. 4, p. 576-584. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.10.003. Acesso em: 21 jun. 2025.

OBRZUD, R.; TRUTY, A. (2020). The Hardening Soil Model: A Practical Guidebook. Lausanne: GeoDev. (Report 100701). Disponível em: https://zsoil.com. Acesso em: 25 jun. 2025.

PAIXÃO, M. M. O. M. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília. II Simpósio sobre Solos não Saturados. UFPe Recife, PE. v.1. p.105 – 110

PAPASTAMOS, G., STIROS, S., SALTOGIANNI, V., KONTOGIANNI, V. (2015): 3-D strong tilting observed in tall, isolated brick chimneys during the excavation of the Athens Metro. - Applied Geomatics, 7, 2, 115-121.https://doi.org/10.1007/s12518-014-0138-8. Acesso em: 21 jun. 2025.

PECK, Ralph B. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground: State-of-the-Art Report. Urbana, IL: University of Illinois, 1969. Disponível em: https://www.issmge.org/publications/online-library. Acesso em: 23 jun. 2025.

PELIZZA, S. & PEILA, D. (1993) Soil and rock reinforcements in tunneling. Tunnelling and Underground Space Technology, 8(3), 357–372.

PÉREZ, R.F. Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2017, 156 p.

PERSONS, B. S. (1970). Laterite: genesis, location, use. New York: Plenum Press, p. 103

PICKERING, R. L. (1962) Some leaching experiments on three quartz-free silicate rocks and their contribution to an understanding of laterisation. Economic Geology, [s. l.], v. 57, p. 1185-1206.

PINTO, F., WHITTLE, A. J. (2014). Ground movements due to shallow tunnels in soft ground - I: Analytical solutions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 140, n. 4.

PIPE JACKING ASSOCIATION. (2017). An introduction to pipe jacking and microtunnelling. London: PJA. 1 manual eletrônico. Disponível em: https://www.pipejacking.org. Acesso em: 18 ago. 2025.

REBOLLEDO, JF. (2024). "Escavação com sistema de Tubo Tracionado para o túnel de drenagem na travessia do metrô, próximo à terminal Asa Sul, Brasília-DF". Brasília, DF, 22 jan. 2024. Relatório Técnico Final para Kali Engenharia.

REBOLLEDO, JF. (2025). "Avaliação complementar da estabilidade e deformações da escavação com sistema de tubo tracionado para o túnel de drenagem na travessia do metrô, próximo à terminal Asa Sul, Brasília-DF". Brasília, DF, 11 fev. 2025. Relatório Técnico Complementar para Kali Engenharia.

REBOLLEDO, JF. e ASSIS AP. (2023). "Escavação com sistema de enfilagens do túnel de drenagem na travessia do metrô, próximo à terminal Asa Sul, Brasília-DF". Brasília, DF, 17 nov. Relatório Técnico Final para Kali Engenharia.

REBOLLEDO, JF; SANTIAGO, IM; BERNARDES, HC; MENDES, TA. (2022). Performance evaluation of rigid inclusions for settlement control of grain silos in tropical soils. Soils and Rocks, v. 45, n. 1, e20220001, 2022. Disponível em: https://doi.org/10.28927/SR.2022.0001.

ROCHA, M. d. O. (2014). Estudo da estabilidade da frente de escavação de túneis rasos em solo. Universidade Federal de Minas Gerais. Dissertação de Mestrado. Minas Gerais, 138p.

RUIZ, Ana Paula Toledo. (1997). Análise de túneis rasos em solos porosos: mecanismos de formação de recalques. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 113p.

SAVINO, T. P. (2017). Análise Numérica do Comportamento de Túneis em Solo Colapsível.
Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 96 p.

SEEQUENT. PLAXIS 3D 2025.1: Tutorial Manual. [S. l.]: Seequent, The Bentley Subsurface Company, 2025. 1 manual eletrônico.

SCHANZ, T.; VEREER, P.A.; BONNIER, P. G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. Plaxis Symposium: Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of Plaxis, Balkema, Rotterdam, p. 281-296.

SHERMAN, G. D. (1952). The genesis and morphology of the alumina-rich laterite clays. In: AMERICAN INSTITUTE OF MINING AND METALLURGICAL ENGINEERS. Clay and laterite genesis. New York: American Institute of Mining and Metallurgical Engineers. p. 154-161.

SHERMAN, G.D., KANEHIRO, Y. and MATSUSAKA, Y., 1953. The role of dehydration in the development of laterite. Pac. Sei., 7: 438-446.

SILVA, C. A. R. d. (2007). Perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do metrô de Goiânia. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasíia.

SOUSA, J. A., NEGRO, A., FERNANDES, M. M.; CARDOSO, A. S. (2011). Three-dimensional nonlinear analyses of a metro tunnel in São Paulo porous clay, Brazil. Soils and Rocks, [S. l.], v. 31, n. 3, p. 195-207.

TERZAGHI, K. (1958). Design and performance of the Sasumua dam. Proc. Brit. Inst. Civ. Eng., Lond, 9: 369-394.

TOFFOLI, C.M. (2018). Análise do impacto de túneis em estruturas lindeiras. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-001/90, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 65 p.

TOWNSEND, F. C.; MANKE, G. P.; PARCHER, J. V. (1971). The influence of sesquioxides on laterite soil properties. Highway Research Record, Washington, DC, n. 374, p. 80-92.

UNITED STATES. Federal Highway Administration. (2009). Technical manual for design and construction of road tunnels: civil elements. Washington, DC: FHWA. (Publication No. FHWA-NHI-10-034).

VAN IMPE, W.F. (1989) Soil Improvement Techniques and Their Evolution. Balkema.

VARGAS, M. (1953). Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., Zurich. Proceedings [...]. Zurich: [s. n.]. v. 1, p. 67-71.

VARGAS, M. (1977). Introdução à mecânica dos solos. McGraw-Hill do Brasil. São Paulo. 509 p.

VERGARA, D.A.H. (2013). Análise Paramétrica da Técnica de Pre-Suporte com Enfilagens em Portais de Túneis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM225-13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 94 p.

WADOOD, Asad; MCCABE, Bryan A.; SHEIL, Brian B. (2025). Field monitoring and instrumentation in microtunnelling/pipe jacking: A review and future directions. Underground Space, [S. l.], v. 22, p. 225-240. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.undsp.2024.12.006. Acessoe m: 19 de outubro de 2025.

WATASHI, Denis Bertazzo. (2019). Estudo paramétrico de escavações subterrâneas. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 148 p.

WENG, Xiaolin et al. (2019). Physical modeling of wetting-induced collapse of shield tunneling in loess strata. Tunnelling and Underground Space Technology, [s. l.], v. 90, p. 208-219, 2019. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.05.004. Acesso em: 21 jun. 2025.

WILLIS, E.A., (1946). Discussion: A study on lateritic soils by B.A. Fruhauf. Proc. Highw. Res. Board, 26: 589-593.

WU, X., LIU, H., ZHANG, L., SKIBNIEWSKI, M. J., DENG, Q., AND TENG, J. (2015). "A dynamic Bayesian network based approach to safety decision support in tunnel construction." Reliab. Eng. Syst. Saf., 134(1),157–168. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.ress.2014.10.021. Acesso em: 21 jun. 2025.

YOO, C.; LEE, D. (2008). Deep excavation-induced ground surface movement characteristics—A numerical investigation. Computers and Geotechnics, [s. l.], v. 35, n. 2, p. 231-252. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.05.002. Acesso em: 21 jun. 2025.

ZHANG, Limao; WU, Xianguo; LIU, Huitao. (2016). Strategies to Reduce Ground Settlement from Shallow Tunnel Excavation: A Case Study in China. Journal of Construction Engineering and Management, [s. l.], v. 142, n. 5, p. 04016001. Disponível em: https://doi.org/10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0001087. Acesso em: 21 jun. 2025.

ZHAO, Xiang et al. Numerical Study on the Deformation of Tunnels by Excavation of Foundation Pit Adjacent to the Subway. Applied Sciences, [s. l.], v. 12, n. 11, 5600, 2022. Disponível em: https://doi.org/10.3390/app12115600. Acesso em: 21 jun. 2025.