



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

André Leonardo Torres de Oliveira

**Análise numérica da influência das sequências construtivas nos deslocamentos
do solo em um túnel na Grande Florianópolis**

Florianópolis
2024

André Leonardo Torres de Oliveira

**Análise numérica da influência das sequências construtivas nos deslocamentos
do solo em um túnel na Grande Florianópolis**

Trabalho de Conclusão de Curso do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.

Coorientador: Prof. Marcos A. Noronha, Dr.

Florianópolis

2024

Ficha catalográfica gerada por meio de sistema automatizado gerenciado pela BU/UFSC.
Dados inseridos pelo próprio autor.

Oliveira, André Leonardo Torres de
Análise numérica da influência das sequências
construtivas nos deslocamentos do solo em um túnel na
Grande Florianópolis / André Leonardo Torres de Oliveira ;
orientador, Naloan Coutinho Sampa, coorientador, Marcos
Aurélio Noronha, 2024.
131 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2024.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Modelagem numérica. 3.
Deslocamentos. 4. NATM. 5. ABAQUS. I. Sampa, Naloan
Coutinho. II. Noronha, Marcos Aurélio. III. Universidade
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.
IV. Título.

André Leonardo Torres de Oliveira

**Análise numérica da influência das sequências construtivas nos deslocamentos
do solo em um túnel na Grande Florianópolis**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Bacharel em Engenharia Civil” e aprovado em sua forma final pelo Curso de Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 05 de Julho de 2024.

Prof. Liane Ramos da Silva, Dra.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.
Orientador

Prof. Marcos Aurélio Noronha, Dr.
Coorientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Gracieli Dienstmann, Dra.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Rafael Cassimiro Barbosa, Msc.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho aos meus pais, que sempre acreditaram em mim e me proporcionaram todas as oportunidades para crescer e aprender. Vocês são minha fonte de inspiração e motivação diária. Obrigado por todo amor e apoio.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha profunda gratidão a todos que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho. Primeiramente, agradeço imensamente aos meus pais, Jocely e Ademar, aos meus irmãos, Paulo e Luiza, à minha namorada, Isadora, e a todos os meus amigos, cujo apoio incondicional, amor, encorajamento e compreensão foram essenciais para que eu pudesse concluir esta jornada. Sem o suporte de vocês, nada disso seria possível.

Agradeço imensamente ao meu orientador, Naloan Coutinho Sampa, e ao meu coorientador, Marcos Aurélio Noronha, por suas valiosas contribuições e pelo apoio constante. Sua ajuda foi crucial para o desenvolvimento deste projeto.

Agradeço também à construtora Aterpa pela generosidade em ceder os dados utilizados na elaboração deste trabalho. Sem esse valioso recurso, a realização deste estudo seria inviável.

A todos, meu muito obrigado.

RESUMO

O crescimento das populações urbanas exige a construção de infraestrutura robusta, incluindo rodovias, sistemas de transporte público, redes de saneamento e habitação. Consequentemente, a utilização do espaço subterrâneo torna-se crucial, impulsionando a construção de túneis, poços de acesso e galerias. No entanto, essa construção enfrenta desafios devido às características geotécnicas e geológicas de difícil determinação do local de escavação, especialmente quando há estruturas sensíveis nas proximidades. Este estudo examina o impacto de várias sequências construtivas de túneis seguindo a metodologia NATM no comportamento do maciço terroso, com foco particular nos deslocamentos verticais e horizontais. Para esse fim, foram realizadas simulações numéricas utilizando o software de elementos finitos ABAQUS, sob condições de deformação plana. Essas simulações foram realizadas para reproduzir condições semelhantes a um projeto de túnel na região metropolitana de Florianópolis. O modelo numérico abrange quatro camadas de solos e rochas, com uma profundidade aproximada de 70 metros e uma largura de 190 metros. Os túneis, com uma área escavada de 161,29 m², estão situados a 17 metros abaixo do solo e são equipados com revestimentos primários e secundários. Os solos/rochas e os revestimentos foram modelados usando os critérios de falha de Mohr-Coulomb e elástico linear, respectivamente. O domínio do solo foi modelado com elementos CPE4, enquanto o domínio dos revestimentos utilizou elementos CPE4I. O estudo inicialmente examina as curvas de convergência e confinamento para incorporar os efeitos tridimensionais da construção, considerando o grau de relaxamento do maciço durante a aplicação do revestimento. Foram realizadas sete análises das sequências de construção de túneis, sendo três para túneis simples e quatro para túneis duplos. Essas análises envolvem escavação em seção plena e em seção parcializada, com escavação em calota e arco invertido definitivo (AID), além do uso do *side drift* associado à meia seção e ao AID. Os resultados indicam que a parcialização da seção revelou-se eficaz na redução dos deslocamentos ao longo do maciço terroso, com a técnica de escavação em *side drift* apresentando os menores valores para túneis simples e duplos, enquanto a escavação em seção plena exibiu os maiores deslocamentos superficiais. A escavação em túnel duplo apresentou valores maiores em comparação à escavação em túnel simples correspondente. Os deslocamentos no solo ao longo do eixo do túnel mostraram comportamento não linear, variando conforme a etapa construtiva e a profundidade. A análise dos deslocamentos ao longo do perímetro de escavação indicou uma tendência de achatamento da seção, com o nó do topo convergindo e os nós laterais divergindo em relação ao centro da cavidade. Foram observadas correlações inversamente proporcionais entre os deslocamentos verticais no topo e os deslocamentos horizontais nas laterais do perímetro de escavação. As etapas de escavação e aplicação do revestimento na calota representaram mais de 78% dos deslocamentos totais em todas as análises. Com base nos resultados obtidos, este estudo confirma a eficácia da parcialização da seção na redução dos deslocamentos do solo e ilustra a importância da modelagem numérica na análise de problemáticas associadas à engenharia de túneis, facilitando o desenvolvimento de práticas de construção mais eficientes e seguras.

Palavras-chave: Modelagem numérica. Deslocamentos. NATM. ABAQUS.

ABSTRACT

The growth of urban populations necessitates the construction of robust infrastructure, including highways, public transportation systems, sanitation networks, and housing. Consequently, underground utilization space becomes pivotal, prompting the construction of tunnels, access shafts, and galleries. However, this construction faces challenges due to the difficult-to-determine geotechnical and geological characteristics of the excavation site, especially when sensitive structures are nearby. This study examines the impact of various tunnel construction sequencies following the NATM methodology on the behavior of the soil mass, with a particular focus on vertical and horizontal displacements. To this end, numerical simulations were conducted utilizing ABAQUS finite element software under plane strain conditions. These simulations were designed to reproduce conditions akin to a tunnel project in the metropolitan area of Florianópolis. The numerical model encompasses four layers of soils and rocks, with an approximate depth of 70 meters and a width of 190 meters. The tunnels, with an excavated area of 161.29 m², are situated 17 meters below the ground and are equipped with primary and secondary linings. The soils/rocks and linings were modeled using the Mohr-Coulomb and linear elastic failure criteria, respectively. The soil domain was modeled with CPE4 elements, while the linings domain used CPE4I elements. The study initially examines the convergence and confinement curves to incorporate the three-dimensional effects of construction, considering the degree of soil relaxation during the lining application. Seven analyses were conducted on the construction sequences of tunnels, with three for single tunnels and four for twin tunnels. These analyses involve full-section and partial-section excavation, with subsequent placement of the crown and the definitive invert arch (AID), as well as the use of side drift associated with the half-section and AID. The results indicate that partial-section excavation is effective in reducing displacements along the soil mass, with the side drift excavation technique showing the lowest values for both single and twin tunnels, while full-section excavation exhibited the highest surface displacements. Twin tunnel excavation presented higher values compared to the corresponding single tunnel excavation. Soil displacements along the tunnel axis showed nonlinear behavior, varying with the construction stage and depth. The analysis of displacements along the excavation perimeter indicated a tendency for section flattening, with the top node converging and the lateral nodes diverging relative to the center of the cavity. Inversely proportional correlations were observed between vertical displacements at the top and horizontal displacements at the sides of the excavation perimeter. The excavation and lining application stages in the crown represented more than 78% of the total displacements in all analyses. Based on the results obtained, this study confirms the effectiveness of partial-section excavation in reducing soil displacements and illustrates the importance of numerical modeling in analyzing issues associated with tunnel engineering, facilitating the development of more efficient and safer construction practices.

Keywords: Numerical modelling. Displacement. NATM. ABAQUS.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ábacos de classificação geomecânica - Sistema RMR	21
Figura 2 – Ábacos de classificação geomecânica - Sistema Q	22
Figura 3 – Ábaco de Franklin	23
Figura 4 – Direção das tensões principais antes e depois da escavação	27
Figura 5 – Classificação do comportamento do solo	29
Figura 6 – Arqueamento transversal das tensões	30
Figura 7 – Comportamento das tensões radiais e tangenciais nas imediações de uma cavidade circular - Diagrama de Kastner	32
Figura 8 – Diagrama de Fenner e Pacher	32
Figura 9 – Curva característica do maciço - Método convergência e confinamento .	33
Figura 10 – Parcialização da seção de escavação	34
Figura 11 – Sequência executiva	36
Figura 12 – Métodos de rebaixamento do lençol freático em obras subterrâneas . .	36
Figura 13 – Imagens de enfilagens em obra	37
Figura 14 – Processo executivo e aplicação na engenharia de túneis do jet-grouting	38
Figura 15 – Agulhamento	39
Figura 16 – Cambota com função de confinamento e de mitigação da degradação do maciço	40
Figura 17 – Funções do arco invertido - invert	41
Figura 18 – Posicionamento esquemático dos instrumentos	43
Figura 19 – Malha de elementos finitos	44
Figura 20 – Correlação de variáveis em problemas estáticos de Mecânica dos Sólidos	47
Figura 21 – Organograma de modelos constitutivos elásticos e elasto-plásticos . . .	47
Figura 22 – Curva tensão/deformação típica de um material elástico linear	48
Figura 23 – Superfície de plastificação de diferentes modelos elasto-plásticos	50
Figura 24 – Curva tensão/deformação característica de material elasto-plástico . . .	51
Figura 25 – Critério de ruptura de Tresca	52
Figura 26 – Comparação da superfície de plastificação dos modelos de Tresca e Von Mises	52
Figura 27 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano	53
Figura 28 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	54
Figura 29 – Critério de ruptura de Drucker-Prager	56
Figura 30 – Comparação da superfície de plastificação dos modelos de Mohr- Coulomb e Drucker-Prager	56
Figura 31 – Método de redução das cargas	58
Figura 32 – Família de elementos Abaqus	60
Figura 33 – Elementos de primeira e segunda ordem ABAQUS	61

Figura 34 – Diagrama da metodologia	63
Figura 35 – Mapa geral da obra	64
Figura 36 – Túnel 01	64
Figura 37 – Seção S2	65
Figura 38 – Revestimento primário da seção S2	66
Figura 39 – Revestimento secundário da seção S2	66
Figura 40 – Geometria do modelo	67
Figura 41 – Condições de contorno	69
Figura 42 – Malha de elementos finitos do modelo	72
Figura 43 – Regiões de extração dos resultados do modelo	73
Figura 44 – Distribuição espacial típica - Túnel Simples	74
Figura 45 – Distribuição espacial típica - Túnel duplo	75
Figura 46 – Distribuição espacial - Análise 07	76
Figura 47 – Curva de convergência do maciço	77
Figura 48 – Dados de instrumentação da escavação	77
Figura 49 – Bacia de deslocamento - Análise 01	78
Figura 50 – Bacia de deslocamento - Análise 02	79
Figura 51 – Bacia de deslocamento - Análise 03	80
Figura 52 – Bacia de deslocamento resumo - Túnel Simples	80
Figura 53 – Bacia de deslocamento - Análise 04	81
Figura 54 – Bacia de deslocamento - Análise 05	82
Figura 55 – Bacia de deslocamento - Análise 06	83
Figura 56 – Bacia de deslocamento - Análise 07	84
Figura 57 – Bacia de deslocamento resumo - Túnel Duplo	85
Figura 58 – Comparação bacia de deslocamento - Análise 01 e 04	86
Figura 59 – Comparação bacia de deslocamento - Análise 02 e 05	86
Figura 60 – Comparação bacia de deslocamento - Análise 02 e 07	87
Figura 61 – Comparação entre a influência das análises 05 e 07 na análise 02	88
Figura 62 – Comparação bacia de deslocamento - Análise 03 e 06	88
Figura 63 – Deslocamento vertical eixo - Análise 02	91
Figura 64 – Deslocamento vertical ao longo do eixo resumo - Túnel Simples	93
Figura 65 – Deslocamento vertical no eixo esquerdo - Análise 05	94
Figura 66 – Deslocamento vertical no eixo esquerdo resumo - Túnel Duplo	96
Figura 67 – Deslocamento vertical no eixo direito resumo - Túnel Duplo	96
Figura 68 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 01	98
Figura 69 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 02	99
Figura 70 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 03	99
Figura 71 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 04	101
Figura 72 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 05	101

Figura 73 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 06	102
Figura 74 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 07	103
Figura 75 – Deslocamentos totais no final da modelagem - Análises em túnel simples	129
Figura 76 – Deslocamentos totais no final da modelagem - Análises em túnel duplo	130

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Critérios de escavabilidade	23
Quadro 2 – Principais elementos de instrumentação utilizados em túneis	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 3 – Propriedades do solo	68
Tabela 4 – Propriedades do concreto	68
Tabela 5 – Resumo análises bacia de deslocamentos no final da última etapa de análise	90
Tabela 6 – Deslocamento vertical máximo normalizado pelo diâmetro equivalente - Túnel duplo	93
Tabela 7 – Resumo deslocamentos perimetrais	105
Tabela 8 – Amplitude forças concentradas - Análise 00	113
Tabela 9 – Amplitude forças concentradas - Análise 01	113
Tabela 10 – Amplitude forças concentradas - Análise 02	113
Tabela 11 – Amplitude forças concentradas - Análise 03	114
Tabela 12 – Amplitude forças concentradas - Análise 04	114
Tabela 13 – Amplitude forças concentradas - Análise 05	114
Tabela 14 – Amplitude forças concentradas - Análise 06	115
Tabela 15 – Amplitude forças concentradas - Análise 07	116
Tabela 16 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 01	118
Tabela 17 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 02	118
Tabela 18 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 03	119
Tabela 19 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 04	120
Tabela 20 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 05	121
Tabela 21 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 06	123
Tabela 22 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 07	126

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AID	Arco Invertido Definitivo
AIP	Arco Invertido Provisório
MAE	Modelo de Ações Espontâneas
MAI	Modelo de Ações Impostas
MEF	Método dos Elementos Finitos
NATM	Novo Método Austríaco de Escavação de Túneis
RMR	Rock Mass Rating
RQD	Rock Quality Designation

LISTA DE SÍMBOLOS

ε	Deformação
E	Módulo de Young
S_u	Resistência não drenada
E_u	Módulo de Young não drenado
τ_f	Tensão cisalhante
c'	Coessão efetiva
σ'	Tensão efetiva normal
ϕ	Ângulo de atrito interno
K	Módulo de deformação volumétrica
G	Módulo de elasticidade transversal
ν	Coefficiente de Poisson
ψ	Ângulo de dilatância
ϕ_{pico}	Ângulo de atrito interno de pico
ϕ_{ec}	Ângulo de atrito interno de estado crítico
α	Fator de redução do método de redução da rigidez do núcleo
β	Fator de redução do método de redução de carga
γ	Peso específico
k_0	Coefficiente de empuxo no repouso
f_{ck}	Resistência à compressão característica
δ_{vmax}	Deslocamento vertical máximo
D_{eq}	Diâmetro equivalente
δ_v	Deslocamento vertical
δ_h	Deslocamento horizontal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	17
1.1	OBJETIVOS	18
1.1.1	Objetivo Geral	18
1.1.2	Objetivos Específicos	18
1.2	ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	18
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
2.1	PROSPECÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	20
2.1.1	Compartimentação geomecânica	21
2.2	MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO	22
2.2.1	Critérios de escavabilidade	22
2.2.2	Considerações teóricas sobre o NATM	24
2.2.2.1	Tempo de autossustentação	26
2.2.2.2	Comportamento do maciço terroso durante a escavação	27
2.2.2.3	Mobilização das tensões de resistência do maciço	29
2.2.2.4	Diagrama de Kastner	31
2.2.2.5	Método convergência-confinamento	32
2.2.2.6	Critérios de parcialização da seção	34
2.2.3	Sequência construtiva	35
2.2.4	Tratamento de frente	35
2.2.5	Suportes e revestimentos	38
2.3	INSTRUMENTAÇÃO	42
2.4	CONCEITOS GERAIS SOBRE MODELAGEM NUMÉRICA	44
2.4.1	Método dos elementos finitos	44
2.4.1.1	Aplicação de MEF em projetos de túneis	45
2.4.2	Modelos constitutivos	46
2.4.2.1	Comportamento mecânico de modelos linear elásticos	48
2.4.2.2	Comportamento de modelos constitutivos elasto-plásticos	49
2.4.2.2.1	<i>Modelo de Tresca</i>	51
2.4.2.2.2	<i>Modelo de von Mises</i>	52
2.4.2.2.3	<i>Modelo de Mohr-Coulomb</i>	53
2.4.2.2.4	<i>Modelo de Drucker-Prager</i>	55
2.4.2.2.5	<i>Outros modelos constitutivos</i>	56
2.4.3	Simulação da tridimensionalidade	57
2.4.3.1	Método de redução de rigidez	57
2.4.3.2	Método da pressão fictícia interna	57
2.4.3.3	Método de redução de carga	58
2.4.4	Processo de modelagem numérica	59

3	MATERIAIS E MÉTODOS	63
3.1	METODOLOGIA DE PESQUISA	63
3.2	OBJETO DE ESTUDO	63
3.2.1	Túnel 01 - Projeto	65
3.2.1.1	Geometria	65
3.2.1.2	Tratamentos	65
3.2.1.3	Revestimentos	66
3.3	MODELO NUMÉRICO	67
3.3.1	Geometria e propriedades dos materiais	67
3.3.2	Condições de contorno e contatos	68
3.3.3	Simulação de tridimensionalidade	69
3.3.4	Sequência de escavação e etapas da modelagem numérica	70
3.3.5	Malha e tipos de elementos	71
3.3.6	Extração dos resultados	72
4	RESULTADOS	74
4.1	CAMPO DE DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DE DESLOCAMENTOS E TENSÕES	74
4.2	ANÁLISE CONVERGÊNCIA DO MACIÇO	76
4.3	BACIA DE DESLOCAMENTO	77
4.3.1	Túnel simples	77
4.3.2	Túnel duplo	81
4.3.3	Influência entre frentes de escavação	85
4.3.4	Análise dos resultados	89
4.4	DESLOCAMENTO VERTICAL AO LONGO DO EIXO	91
4.4.1	Túnel simples	91
4.4.2	Túnel duplo	93
4.4.3	Análise dos resultados	95
4.5	DESLOCAMENTO DO PERÍMETRO	97
4.5.1	Túnel simples	97
4.5.2	Túnel duplo	100
4.5.3	Análise dos resultados	103
5	CONCLUSÃO	107
5.1	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	107
	REFERÊNCIAS	109
	APÊNDICE A – AMPLITUDE DAS FORÇAS NODAIS	113
	APÊNDICE B – ETAPAS DAS MODELAGENS E DESCRIÇÃO	117
	APÊNDICE C – DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DOS DESLOCA-	
	MENTO RESULTANTES NO FINAL DA MO-	
	DELAGEM	129

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

A intensa urbanização ocorrida no Brasil na segunda metade do século XX, impulsionada pela industrialização e modernização agrícola, resultou no desenvolvimento de grandes centros urbanos com alta densidade populacional. Esse fenômeno aumentou significativamente as demandas sobre as infraestruturas de transporte, saneamento e telecomunicações além de estimular a especulação imobiliária.

A construção de túneis é essencial para a infraestrutura moderna, facilitando a expansão urbana e a eficiência no transporte. Grandes metrópoles como Nova York, Londres e Tóquio dependem de redes complexas de túneis para sistemas de metrô, rodovias e distribuição de utilidades públicas. No entanto, a escavação de túneis em áreas densamente povoadas apresenta desafios geotécnicos significativos, como a estabilidade do solo e os impactos nos edifícios adjacentes.

No contexto da modernização urbana através de obras subterrâneas, é crucial compreender a interação entre a estrutura proposta, o solo circundante e demais edificações, tubulações e estruturas potencialmente afetadas pelo empreendimento, especialmente no que diz respeito aos deslocamentos admissíveis.

A literatura destaca que a metodologia construtiva empregada em obras de túneis, como o passo de avanço, tempo de aplicação do concreto projetado e tratamentos na frente de escavação, influencia significativamente o desenvolvimento de tensões e deformações no solo circundante. Contribuições recentes nessa área incluem as análises realizadas pelo método de elementos finitos em solos residuais no metrô de São Paulo (VITALI; CELESTINO; BOBET, 2022), a influência da escavação em estacas (MIRSEPAHI; NAYERI; LAJEVARDI *et al.*, 2023), e a determinação da zona de influência da escavação (LUEPRASERT *et al.*, 2017).

Neste cenário, a modelagem numérica surge como uma ferramenta essencial para engenheiros, oferecendo previsões mais assertivas sobre os deslocamentos do solo resultantes da escavação de túneis. Ao simular diferentes cenários, a modelagem numérica ajuda a mitigar riscos e potencializar a segurança e a eficiência nas operações. Dada a diversidade de fatores que influenciam o comportamento do solo durante as escavações, especialmente no âmbito do Novo Método Austríaco de Escavação de Túneis (NATM), é crucial entender como cada técnica afeta os deslocamentos do solo.

Portanto, este Trabalho de Conclusão de Curso foca na investigação da influência de diferentes sequências de escavação de túneis nos deslocamentos no maciço de solo. A escolha deste tema é motivada pela necessidade de uma análise detalhada para prever e controlar os deslocamentos durante a construção de túneis, minimizando riscos e danos potenciais. O estudo compara os efeitos de diferentes sequências construtivas em túneis simples e duplos, avaliando a influência da parcialização da seção de escavação considerando a escavação em seção plena, calota associada ao Arco Invertido Definitivo (AID) e *side*

drift associado à meia seção e AID.

1.1 OBJETIVOS

Nas seções abaixo estão descritos o objetivo geral e os objetivos específicos.

1.1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral investigar a influência da sequência construtiva no comportamento do maciço de solo durante a escavação de túneis, com foco na determinação dos deslocamentos atuantes, utilizando modelagens numéricas bidimensionais.

1.1.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos são necessários:

- Desenvolver e validar modelos numéricos bidimensionais para simular o comportamento do solo durante a escavação de túneis;
- Analisar comparativamente os deslocamentos na superfície do modelo em diferentes cenários de escavação;
- Avaliar o impacto de diferentes parcialização da seção de escavação nos deslocamentos ao longo do eixo do túnel;
- Examinar a relação entre a sequência construtiva e os deslocamentos ao longo do perímetro da seção de escavação a partir da comparação dos deslocamentos verticais e horizontais em pontos de interesse;
- Determinar a zona de influência da escavação a partir dos deslocamentos verticais da superfície do modelo;
- Avaliar a influência da escavação em túnel duplo em relação à escavação em túnel simples, considerando os deslocamentos verticais da superfície e a interação entre os túneis.

1.2 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está organizado da seguinte forma:

- Capítulo 1: refere-se à introdução, justificativo e objetivos do estudo.
- Capítulo 2: apresenta o referencial teórico que serviu de base para a pesquisa no que tange as metodologias executivas de túneis segundo o método NATM.

- Capítulo 3: apresenta o referencial teórico que serviu de base para a pesquisa no que tange os modelos numéricos elaborados.
- Capítulo 4: descreve a área de estudo, os métodos de escavação analisados e o modelo numérico elaborado.
- Capítulo 5: apresenta os resultados obtidos a partir do software de elementos finitos ABAQUS e as conclusões do estudo.
- Capítulo 6: contém as considerações finais e sugestões de trabalhos futuros.
- Apêndice A: contém as amplitudes das forças concentradas aplicadas nos nós do perímetro de escavação ao longo das etapas de modelagem.
- Apêndice B: contém as etapas de modelagem para todas as análises, bem como a descrição das modificações que ocorrem no modelo em cada uma delas.
- Apêndice C: apresenta a distribuição espacial dos deslocamentos resultantes no final da modelagem para todas as análises.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O presente capítulo de referencial teórico tem como objetivo fundamentar os principais conceitos e metodologias utilizados no estudo e na construção de túneis. Inicialmente, será abordada a prospecção e caracterização geológico-geotécnica, essencial para o entendimento das condições do terreno e planejamento das obras. Em seguida, serão discutidos os métodos de escavação e as considerações teóricas sobre o Método Novo Austríaco de Tunelamento (NATM). Serão detalhados também os tratamentos de frente, os suportes e revestimentos, bem como a instrumentação necessária para monitoramento e controle das obras de túneis. Adicionalmente, o capítulo explorará conceitos gerais sobre modelagem numérica, com ênfase no método dos elementos finitos, nos modelos constitutivos elásticos e elasto-plásticos, e nos métodos de simulação da tridimensionalidade. Por fim, será descrito o processo de modelagem numérica utilizando o software ABAQUS.

2.1 PROSPECÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

A formação natural dos solos e rochas implica em grande heterogeneidade de propriedades e comportamentos quando solicitados, configurando-se em um desafio para a engenharia.

Toda obra de engenharia está, total ou parcialmente, em contato com solo ou rocha, tornando essencial o conhecimento das condicionantes geológico-geotécnicas que influenciam o projeto, como composição e propriedades do solo ou rocha, presença de discontinuidades, condição do lençol freático, relevo e disponibilidade de materiais de construção (DE LOLLO, 2008).

A correta investigação desses fatores impacta diretamente a viabilidade de uma solução de engenharia em termos técnicos, logísticos ou econômicos (CASTRO *et al.*, 2023). O avanço das investigações auxilia na redução de incertezas inerentes ao material em questão.

Segundo o mesmo autor, em obras subterrâneas, como túneis ou galerias enteradas, a viabilidade do empreendimento está ainda mais relacionada às propriedades hidrogeológicas e geotécnicas do local. Portanto, projetos desse tipo devem incluir uma extensa campanha de investigação geológico-geotécnica para representar adequadamente o comportamento real do solo.

O estudo das propriedades do solo é fundamental para avaliar coeficientes de segurança, determinar a capacidade de carga, analisar mecanismos de ruptura e estabilidade, entre outros, garantindo a segurança ao longo do processo executivo e durante a fase de operação do empreendimento (YANG *et al.*, 2023).

Campanhas de investigação geralmente incluem ensaios de campo, como sondagens SPT e rotativas, e ensaios de laboratório, como a determinação dos limites de Atterberg. Esses ensaios serão detalhados nas seções seguintes.

2.1.1 Compartimentação geomecânica

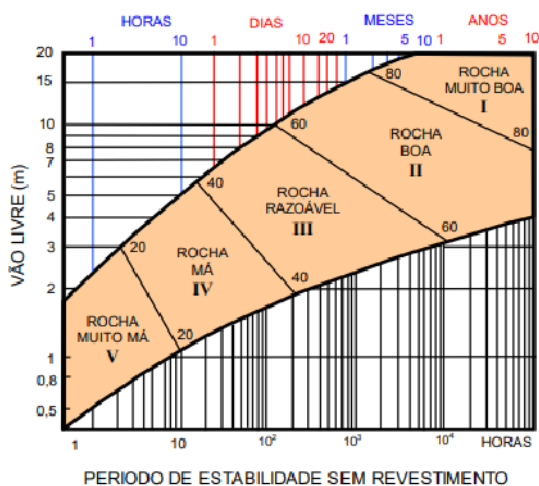
Durante a escavação de túneis, a caracterização do material a ser escavado é crucial para a escolha dos métodos de suporte, de escavação e para o dimensionamento das estruturas. A caracterização geomecânica, integrada nas fases de projeto e planejamento, mapeia e setoriza a frente de trabalho, contribuindo para a segurança e as operações (BASTOS, 1998).

A classificação geomecânica, conforme Castro *et al.* (2023), visa prever o comportamento do maciço rochoso ou terroso com base nas propriedades físico-geológicas. No caso de maciços rochosos, o comportamento é fortemente influenciado pelas descontinuidades, como quantidade, abertura, rugosidade, orientação, preenchimento e presença de água.

Entre os métodos de classificação, o Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski e o Q de Barton são notáveis. O RMR considera cinco parâmetros: resistência, Rock Quality Designation (RQD), espaçamento, preenchimento, direção e mergulho das fraturas e o fluxo. Já o método Q avalia 38 categorias, levando em conta a resistência ao cisalhamento das descontinuidades e as tensões nas vizinhanças da cavidade, compilando-as no índice Q, que visa caracterizar a qualidade do maciço.

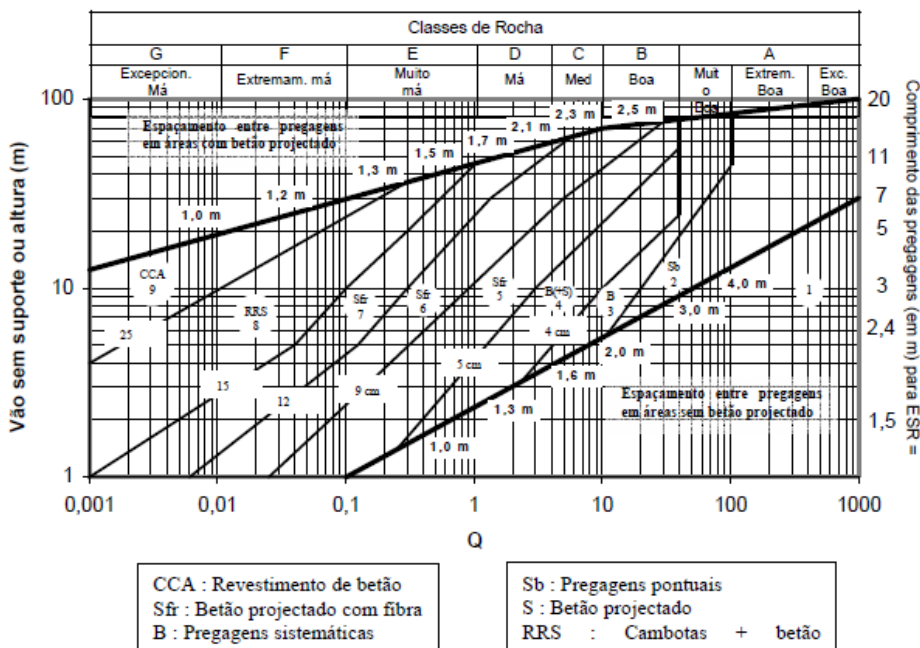
Assim, ambos fornecem índices que orientam a escolha do suporte e a caracterização do maciço, considerando a heterogeneidade do material. A Figura 1 mostra as regiões do sistema RMR, que classifica as rochas de Muito Boa (Classe I) a Muito Má (Classe 5), indicando o vão livre e o possível tempo de estabilidade sem revestimento para cada classe. Rochas classificadas como Muito Boas, Classe I, podem ter vãos livres de até 20m, sem revestimento, por até 10 anos. A Figura 2 apresenta as regiões do sistema Q, classificando as rochas de Excepcionalmente Má (Classe G) a Excepcionalmente Boa (Classe A), indicando o vão sem suporte, as espessuras de concreto e o comprimento de pregagens para cada classe.

Figura 1 – Ábacos de classificação geomecânica - Sistema RMR



Fonte: (BASTOS, 1998)

Figura 2 – Ábacos de classificação geomecânica - Sistema Q



Fonte: (BASTOS, 1998)

2.2 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO

A escolha do método de escavação é a decisão de projeto que mais impacta a execução e segurança de obras subterrâneas, afetando tanto atividades estruturais, como a instalação de suportes, quanto acessórias, como ventilação, drenagem e iluminação (GUIMARÃES, 2018).

Conforme Bastos (1998) e Guimarães (2018), essa determinação envolve considerações sobre o tipo de obra, características geológicas e geomecânicas do substrato, propriedades geométricas, presença de estruturas superficiais e equipamentos disponíveis.

2.2.1 Critérios de escavabilidade

Para evitar interpretações enviesadas de observações qualitativas, são aplicados critérios de escavabilidade. Segundo Guimarães (2018), esses critérios avaliam a desagregação da rocha para determinado método ou equipamento de escavação.

Nos maciços rochosos, consideram-se principalmente parâmetros de resistência e propriedades relacionadas às descontinuidades, muitas vezes baseados em classificações geomecânicas. Os principais critérios de escavabilidade considerando os métodos de Franklin (1971), Kisten (1982) e Abdullatif e Cruden (1983) encontram-se resumidos na Tabela 1. As principais características de cada proposta são apresetandos no texto que segue.

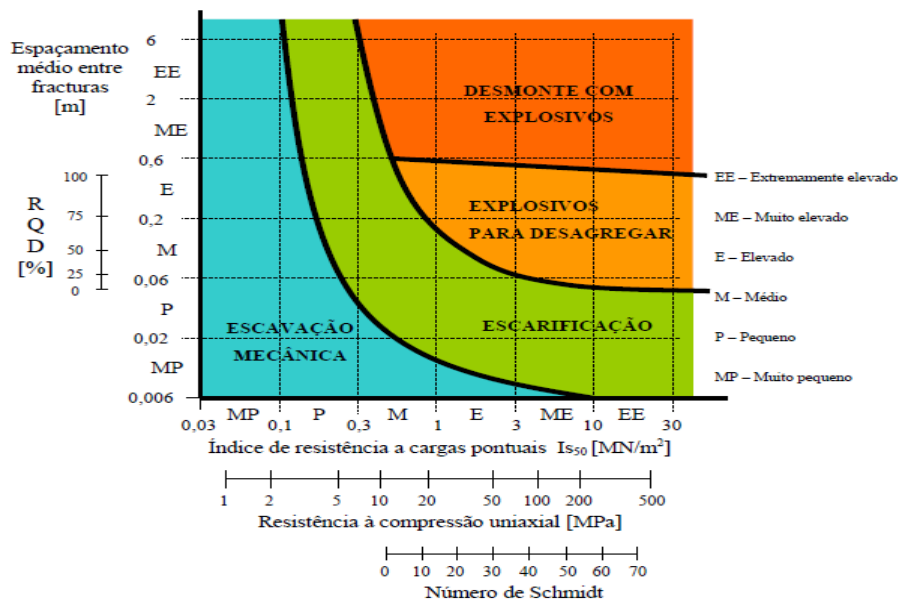
Quadro 1 – Critérios de escavabilidade

Critérios de escavabilidade	Parâmetros
Franklin (1971)	I_{s50} (índice de resistência à carga pontual), espaçamento médio entre fraturas, resistência à compressão simples, número de Schmidt, RQD.
Kirsten (1982)	Resistência à compressão uniaxial, RQD, J_n e J_r do sistema de classificação Q de Barton, posição relativa dos blocos, alteração de diaclases.
Abdullatif e Cruden (1983)	RMR.

Fonte: adaptado de Bastos (1998)

O método de Franklin baseia-se na utilização do ábaco presente na Figura 3, o qual utiliza o índice de resistência a cargas pontuais (I_{s50}) e o espaçamento médio entre as fraturas para classificar o método de escavação mais adequado: escavação mecânica, escarificação, explosivos para desagregação e desmonte com explosivos. Todavia, devido à evolução dos maquinários para escavação mecânica, o ábaco apresenta certa falta de exatidão nas regiões limítrofes (BASTOS, 1998).

Figura 3 – Ábaco de Franklin



Fonte: (BASTOS, 1998)

Por outro lado, o método de Kirsten utiliza-se da Equação 1, determinada de forma empírica, para obtenção do índice de escavabilidade N , que dita a facilidade em escavar a rocha.

$$N = M_s \cdot \frac{RQD}{J_n} \cdot J_s \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (1)$$

Em que M_s é a resistência à compressão simples da rocha (MPa) e os demais fatores baseiam-se no sistema de classificação geomecânica de Barton. Valores de N inferiores a 10 apresentam fácil escavabilidade mecânica, entre 10 e 1000 ripagem difícil e acima de 1000 explosivos são mais recomendados.

Apesar de fornecerem critérios determinísticos para a escavabilidade do substrato, os métodos mencionados não consideram outros fatores que podem restringir o uso de certas técnicas de escavação, como questões ambientais, econômicas, estruturais e a geometria da cavidade. Tanto em maciços rochosos quanto terrosos, a variação mecânica no espaço é significativa, exigindo frequentemente a aplicação de diversas técnicas de escavação conforme o avanço das obras (BASTOS, 1998).

O uso de explosivos pode ser inviável devido a fatores locais, como ruído excessivo, vibrações, poeira e riscos de projeção de blocos. Condições como a presença de outras estruturas subterrâneas próximas, edificações na superfície, depósitos de materiais inflamáveis e instalações hospitalares podem limitar o uso de explosivos (GUIMARÃES, 2018).

Da mesma forma, segundo Guimarães (2018), a seção transversal do túnel pode restringir o uso de escavação mecânica quando são necessários equipamentos de maior potência, geralmente associados a maiores dimensões. Portanto, túneis com áreas reduzidas em substratos rochosos muito resistentes podem apresentar desafios significativos durante a escavação.

2.2.2 Considerações teóricas sobre o NATM

Segundo Murakami (2002) e Carreira (2014) o NATM consiste em uma abordagem metodológica de escavação sequencial de túneis que busca a estabilização da escavação a partir da instalação progressiva de suportes flexíveis, associada ao monitoramento contínuo da evolução das deformações até que essas sejam estabilizadas. Assim, segundo o autor, bem como Campanhã e Boscov (1998), busca-se otimizar o sistema de suporte utilizado aproveitando-se das capacidade de autossustentação do maciço circundante, o que exige a implantação de um sistema de instrumentação robusto para avaliar o desempenho do conjunto solo/estrutura no que tange as deformações e a segurança. Por conta disso, o NATM também é conhecido como método das deformações controladas (CARREIRA, 2014).

O método NATM foi inicialmente aplicado a túneis em rocha, mas a partir da década de 70 começou a obter resultados satisfatórios também em solos e rochas brandas. Atualmente, este método é aplicado em praticamente qualquer condição de solo (GUIMARÃES, 2018).

No caso de maciços em solo, a baixa resistência e rigidez destes demandam passos de avanço menores e execução imediata do revestimento primário, de modo a limitar ao máximo as deformações no maciço. Desse maneira, nestas classes de maciço o objetivo é completar o revestimento o quanto antes, o que não ocorre na aplicação do método NATM

em maciços rochosos (MURAKAMI, 2002).

Diversos fatores influenciam o progresso das escavações, incluindo a qualidade do maciço, as dimensões do túnel, presença de água e limites aceitáveis de deformação. O NATM capitaliza o tempo de autossustentação do maciço e os princípios de arqueamento de tensões, proporcionando ao suporte o tempo necessário para adquirir as propriedades essenciais à estabilização da frente de escavação (CARREIRA, 2014).

É crucial que o maciço seja capaz de se autossustentar até a aplicação do suporte, que por sua vez deve adquirir a resistência adequada. Em maciços de solo, busca-se a aplicação do suporte o mais rápido possível, dado a baixa resistência do substrato e, portanto, tempo limitado de autossustentação. Nestes casos, técnicas específicas são empregadas para aprimorar as propriedades do maciço, como a parcialização da seção, a aplicação de concreto projetado e jet grouting e o uso de enfilagens (DOMINGUES, 2022).

Quanto às propriedades do revestimento, sua rigidez deve ser compatível com a qualidade do maciço e devem ser aplicados em momento adequado (GUIMARÃES, 2018). Isto se deve ao fato dos esforços no suporte serem inversamente proporcionais à magnitude das deformações. Maior flexibilidade no revestimento permite uma redução nas solicitações neste, resultando do processo de arqueamento das tensões no solo.

Do mesmo modo, Murakami (2002) pontua que para que ocorra a mobilização de tensões passivas do maciço, é necessário que a flexibilidade relativa entre o sistema de suporte e o maciço seja tal que deformações sejam permitidas.

A instrumentação é um elemento indispensável nesse processo construtivo. Além de validar as premissas de projeto, ela fornece dados cruciais para eventual redimensionamento do suporte, caso as condições indiquem riscos à segurança. Um sistema de instrumentação robusto é, portanto, essencial, e deve englobar tanto a extensão do túnel, quanto as áreas superficiais e edificações adjacentes (FERREIRA, 2020).

Levando em consideração os conceitos básicos supracitados do método NATM, Murakami (2002) e Campanhã e Boscov (1998) apresentam os seguintes conceitos em seus trabalhos que regem o método e devem ser aplicados nas fases de projeto, execução e operação:

1. O maciço circundante atua como principal elemento estabilizante para a escavação através do alívio de tensões, por meio de deformações controladas;
2. Durante as escavações deve-se prezar pela integridade do maciço circundante o máximo possível, a fim de mitigar o risco de deterioração progressiva ocasionada pela perda de confinamento deste;
3. As deformações devem ser tais que o maciço não perca a capacidade de autossustentação. Os autores elencam como possíveis efeitos geradores da perda de confinamento interno do maciço a presença de espaços vazios entre o suporte e o maciço, a utilização de suporte com demasiada flexibilidade e a demora na instalação do escoramento;

4. Realização de investigação geológica e geotécnica em quantidade suficiente para a determinação do método executivo ideal e que forneça os subsídios necessários ao dimensionamento das estruturas de suporte;
5. Utilizar-se da parcialização da seção de modo compatível com as características de autossustentação e deformabilidade do material;
6. Aplicação do suporte adequado em termos de resistência, classe, quantidade e momento de aplicação, isto é, usufruindo da autossustentação do maciço;
7. Preenchimento integral dos espaços entre o suporte e o maciço, de modo a impedir o desagregamento progressivo;
8. Aplicação do suporte adequado em termos de resistência, tipo e quantidade para manter as tensões confinantes do maciço em níveis condizentes com as deformações aceitáveis;
9. Realizar o fechamento do arco invertido definitivo em distâncias condizentes com a capacidade de carga da calota e próximas da frente de escavação;
10. Projetar a seção de escavação com a menor área possível que supra as necessidades de projeto;
11. Geometria de escavação preferivelmente arredondada, de modo a evitar concentrações de tensão;
12. Revisar e otimizar o projeto de acordo com as deformações aferidas pela instrumentação, que servirão de base também para aferição da segurança das escavações;
13. Após a conclusão dos suportes secundários as leituras da instrumentação devem indicar a estabilização das deformações;
14. Captar e direcionar as águas subterrâneas sempre que apresentarem riscos à segurança a estabilidade das escavações, de modo a reduzir os valores de pressão neutra sobre a superfície do suporte.

Murakami (2002) aponta que o profissional habilitado deve seguir os conceitos supracitados durante o acompanhamento técnico da obra, visto que estes são o cerne do método NATM. Nas seções seguintes, os conceitos aqui apresentados serão abordados de forma mais detalhada.

2.2.2.1 Tempo de autossustentação

De acordo com Campanhã e Boscov (1998), o tempo de autossustentação do maciço refere-se ao período em que uma cavidade escavada pode permanecer estável sem

suportes, influenciado por variáveis como a geometria da abertura, a qualidade do maciço, a presença de água e a direção e densidade das fraturas. A qualidade do maciço é crucial: quanto maior a qualidade, mais próximo de uma rocha sã, maior o tempo de estabilidade sem suportes. Em contrapartida, maciços de menor qualidade, semelhantes a solos intemperizados, têm menor tempo de estabilidade sem suportes. Nessas condições, o tempo de autossustentação pode ser inferior ao necessário para a instalação dos suportes primários, exigindo tratamento da frente de escavação com métodos como enfilagens, pregagens e colunas de jet grouting, conforme detalhado na Seção 2.2.4.

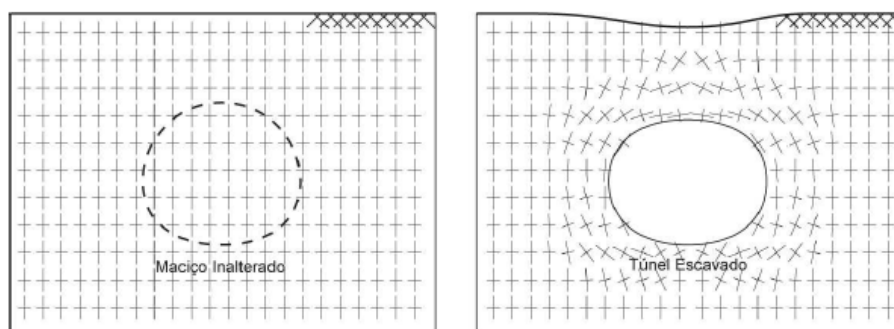
2.2.2.2 Comportamento do maciço terroso durante a escavação

A escavação de um túnel em um maciço previamente em equilíbrio estático pode ser entendida como a remoção de tensão no perímetro de escavação, o que requer um rearranjo das tensões para preservar o equilíbrio. Quando o equilíbrio é mantido sem a necessidade de suportes, o maciço é denominado autoportante. No entanto, na maioria dos casos de engenharia, a estabilização das deformações do maciço requer a instalação de sistemas de suporte (FRANÇA, 2006).

A interação entre o maciço terroso e a estrutura de suporte resulta em um sistema hiperestático, com campo de tensão e deformação complexo, devido à redistribuição de tensões, carregamento aplicado, esforços e deslocamentos mobilizados, e o processo construtivo (GUIMARÃES, 2018).

Antes da escavação, o maciço está em equilíbrio estático, com tensões principais distribuídas em planos verticais e horizontais. Durante a escavação, a mobilização das tensões cisalhantes equilibra os deslocamentos ao redor, resultando em rotações nos planos das tensões principais, conforme mostrado na Figura 4. A mobilização da tensão cisalhante ao redor do túnel é crucial para o fenômeno de arqueamento de tensões, que redistribui esses esforços para regiões não escavadas adjacentes. Esse fenômeno tem uma influência tridimensional, afetando uma região esférica com raio de até duas vezes o diâmetro da escavação, tanto à frente quanto atrás da área escavada (FRANÇA, 2006).

Figura 4 – Direção das tensões principais antes e depois da escavação



Fonte: (FRANÇA, 2006)

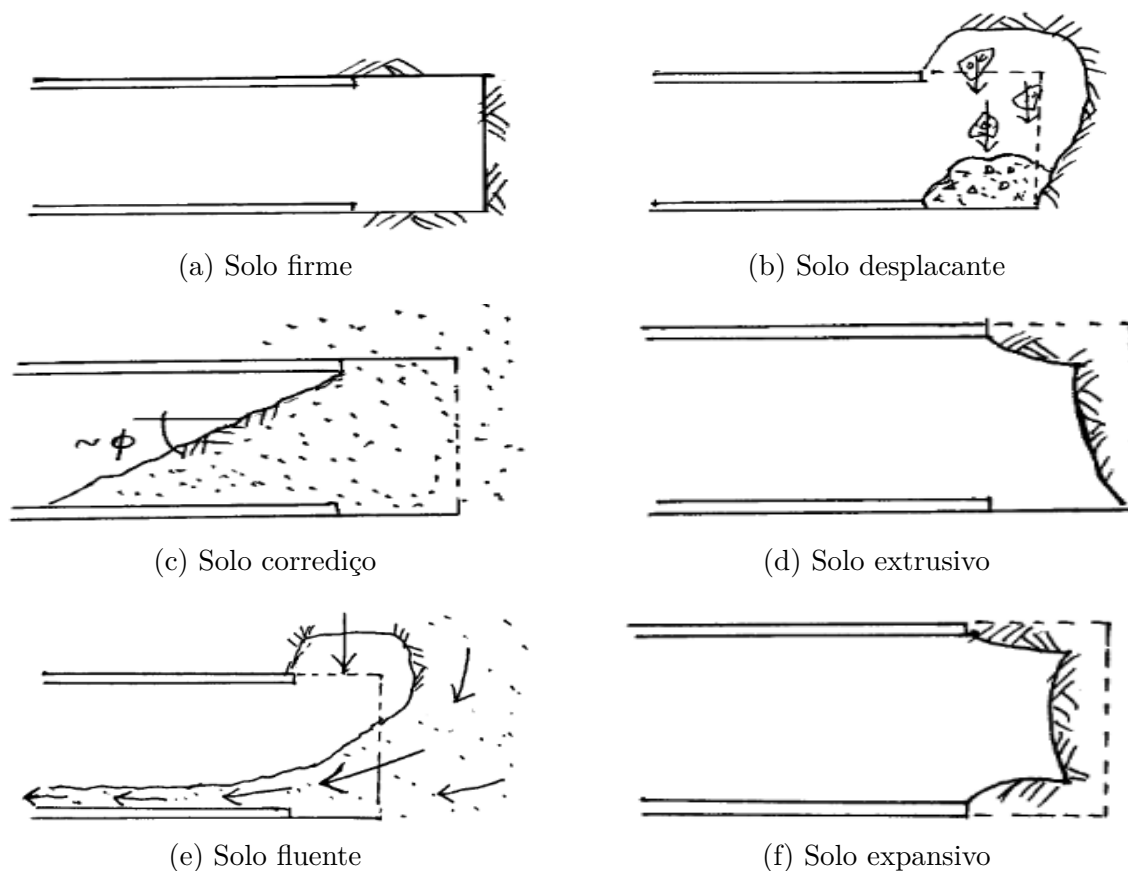
Além do arqueamento de tensões, a escavação não se limita às seções já abertas, mas também afeta o solo à frente da escavação. Assim, os deslocamentos à frente do túnel ocorrem principalmente na direção longitudinal, atingindo seu valor máximo quando a frente de escavação chega à seção analisada, o que reforça a natureza tridimensional das deformações. Após a passagem da frente de escavação, os deslocamentos longitudinais diminuem até estabilizar a aproximadamente dois diâmetros de distância, permitindo considerar um estado plano de deformações (FRANÇA, 2006).

Murakami (2002) classificam qualitativamente o comportamento do maciço de solo perante a escavação em seis categorias, considerando o processo de degradação:

1. Solo firme: é possível executar o revestimento anteriormente ao início das instabilizações do maciço ou antes de deformações significativas.
2. Solo deslocante: se instabiliza a partir de blocos ou placas, podendo degradar-se progressivamente originando cavidades ou capelas. A ocorrência desses solos está condicionada a solos coesivos e friáveis ou que exibam fraturamento.
3. Solo correção: solos granulares secos que escorrem quando apresentam a face de escavação com ângulos superiores ao seu ângulo de atrito interno. Para solos granulares úmidos com coesão aparente ou solos com fraca cimentação o processo de instabilização ocorre com comportamento deslocante seguido de comportamento correção.
4. Solo extrusivo: extruda plasticamente para dentro do túnel, especialmente em argilas moles a médias.
5. Solo fluente: comportamento marcado pela perda quase integral de coesão sob a presença de água, que ocasiona a invasão do solo para o interior da cavidade como um fluido. Este comportamento pode ser verificado em siltes, areias ou pedregulhos sem características significativas de coesão ou plasticidade abaixo do nível d'água.
6. Solo expansivo: estes substratos aumentam de volume na presença de água invadindo o túnel, ocorrendo em argilas altamente pré-comprimidas e, geralmente, com presença de minerais como a montmorilonita.

A Figura 5 apresenta representações esquemáticas dos comportamentos dos solos supracitados.

Figura 5 – Classificação do comportamento do solo



Fonte: (MURAKAMI, 2002)

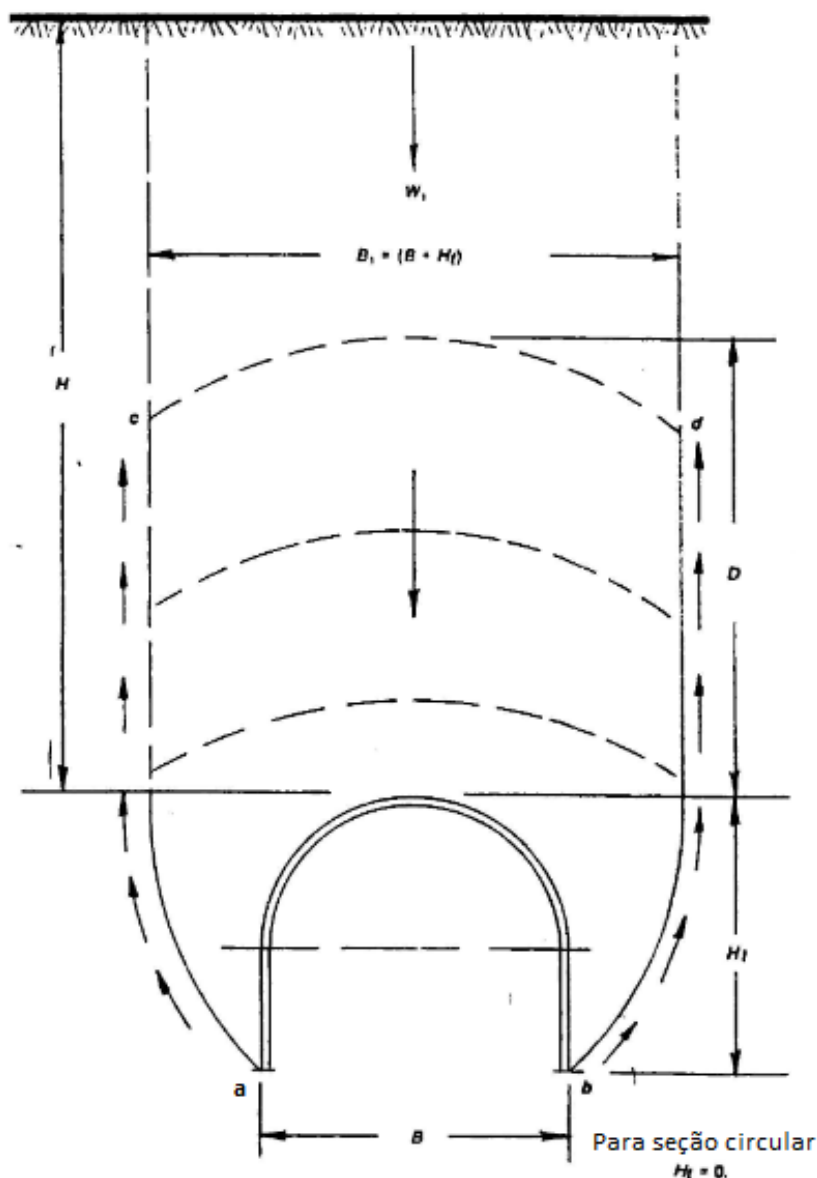
Apesar das características tridimensionais das deformações, a maioria dos projetos de túneis é elaborada com estudos bidimensionais devido ao menor tempo computacional. Estratégias de simulação tridimensional são ocasionalmente aplicadas para mitigar os efeitos das simplificações, discutidas na Seção 2.4.3 deste trabalho.

2.2.2.3 Mobilização das tensões de resistência do maciço

Em túneis não autoportantes, que necessitam de estruturas de suporte para manter a estabilidade, o equilíbrio da cavidade depende da interação solo-estrutura, sendo essencial compreender a mobilização dos esforços no suporte. Como mencionado na Seção 2.2.2, a estabilização ocorre pelo alívio de tensões, com o maciço atuando como elemento estruturante, desde que as deformações estejam dentro dos padrões estabelecidos e os suportes sejam aplicados corretamente (AGUIAR, 2017).

Para que o maciço atue como elemento estruturante, o arqueamento de tensões deve ocorrer. Esse fenômeno caracteriza-se pela transferência de carga do maciço localizado acima da calota do túnel, delimitado pela região *abcd* na figura 6, para o maciço adjacente nas laterais (MURAKAMI, 2002).

Figura 6 – Arqueamento transversal das tensões



Fonte: Adaptado de (MURAKAMI, 2002)

Segundo Murakami (2002), inicialmente o carregamento sobre um suporte horizontal localizado no trecho ab seria igual ao produto da massa específica pela altura da camada de solo acima do suporte. A retirada do suporte ocasiona uma tendência de movimento do solo delimitado pela região $abdc$, o qual é contraposto por tensões de cisalhamento ao longo dos limites ac e bd entre o maciço com tendência de movimento e o estacionário. Desse modo, a parcela de carregamento que efetivamente solicita o trecho ab é dado pela diferença entre o carregamento estático do maciço $abdc$ e a resistência ocasionada pelas tensões cisalhantes internas do maciço.

Tendo em vista as complexidades associadas às representações fidedignas da situação real em modelos numéricos matemáticos, a determinação dos carregamentos atuantes nos suportes e revestimentos com exatidão é uma tarefa extremamente difícil. Para isso,

seria necessário introduzir no cálculo elementos que representassem o efeito tridimensional, as deformações ocorridas antes da aplicação do suporte, os efeitos reológicos das propriedades do maciço e suporte, o processo executivo, as falhas de construções inerentes aos projetos de engenharia entre outros aspectos de difícil quantificação. Por conta disso, utiliza-se de modelos derivados, os quais caracterizam-se por serem simplificações da realidade para fins de dimensionamento (MURAKAMI, 2002).

Segundo Murakami (2002), existem dois grupos de modelos derivados, os quais são utilizados a depender das informações disponíveis e os resultados que se deseja encontrar. No Modelo de Ações Impostas (MAI), o carregamento sobre o suporte é pré-estabelecido e associado a uma análise de estado limite último da estrutura. Enquanto o Modelo de Ações Espontâneas (MAE), os carregamentos no suporte resultam da compatibilização dos deslocamentos do sistema solo/estrutura, os quais são utilizados para verificar o comportamento em relação às deformações na fase de serviço da estrutura.

2.2.2.4 Diagrama de Kastner

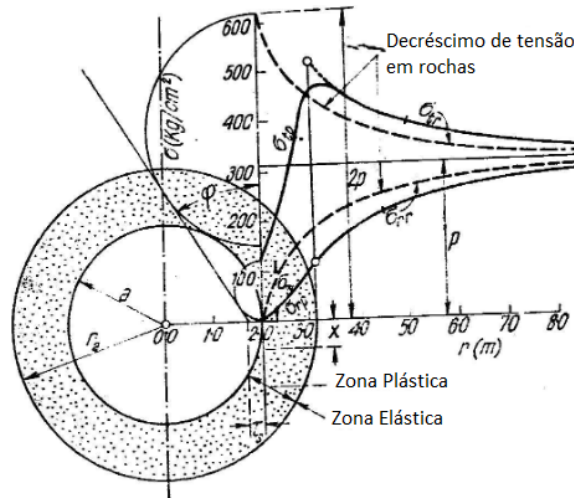
A abertura de uma cavidade no maciço causa uma perturbação no estado de tensão inicial deste, o qual busca um novo estado de equilíbrio (MURAKAMI, 2002).

Em termos de tensões radiais e tangenciais, Murakami (2002) apresenta os seguintes efeitos nas imediações da cavidade:

1. Tensões radiais: possuem valor nulo no perímetro da escavação devido a ausência de suporte. As tensões aumentam à medida que se afastam da cavidade até atingirem o valor máximo igual à tensão inicial no limite externo da zona de influência da escavação.
2. Tensões tangenciais: valores máximos ocorrem junto ao perímetro da escavação, os quais podem superar as tensões resistentes do maciço, provocando equilíbrio plástico ou ainda ruptura do maciço. Essas tensões diminuem de valor com o aumento da distância em relação à seção de escavação. Em regiões mais afastadas, as tensões tangenciais são praticamente nulas, indicando que a escavação não influencia mais no campo de tensões do maciço.

O comportamento acima descrito pode ser identificado graficamente a partir do diagrama de Kastner, que representa a perturbação no campo de tensões gerada no entorno da cavidade, presente na Figura 7.

Figura 7 – Comportamento das tensões radiais e tangenciais nas imediações de uma cavidade circular - Diagrama de Kastner



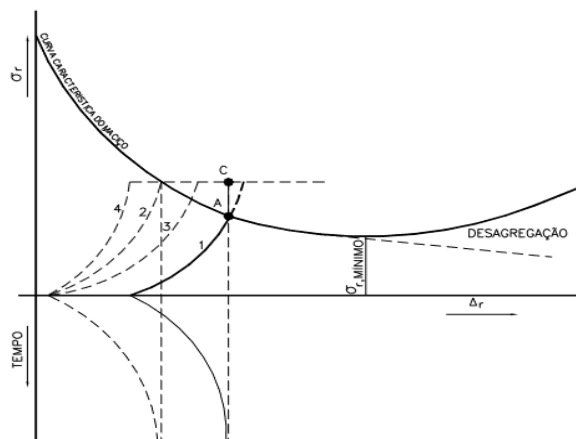
Fonte: (MURAKAMI, 2002)

2.2.2.5 Método convergência-confinamento

Segundo Guimarães (2018), o método de convergência-confinamento permite associar o comportamento mecânico do binômio solo-estrutura a medida que ocorre o avanço das escavações e dos tratamentos.

Este método é ilustrado no diagrama de Fenner & Pacher, presente na Figura 8, que demonstra a relação entre o tempo de aplicação do suporte, as deformações no maciço e as solicitações no suporte. Os esforços no suporte são tão menores quanto maiores forem as deformações no maciço, e reduzem até um valor mínimo a partir do qual ocorre a desagregação do maciço. Neste estágio, o maciço deixa de atuar como elemento resistente, e passa a funcionar como uma sobrecarga, aumentando a pressão radial (MURAKAMI, 2002).

Figura 8 – Diagrama de Fenner e Pacher



Fonte: (MURAKAMI, 2002)

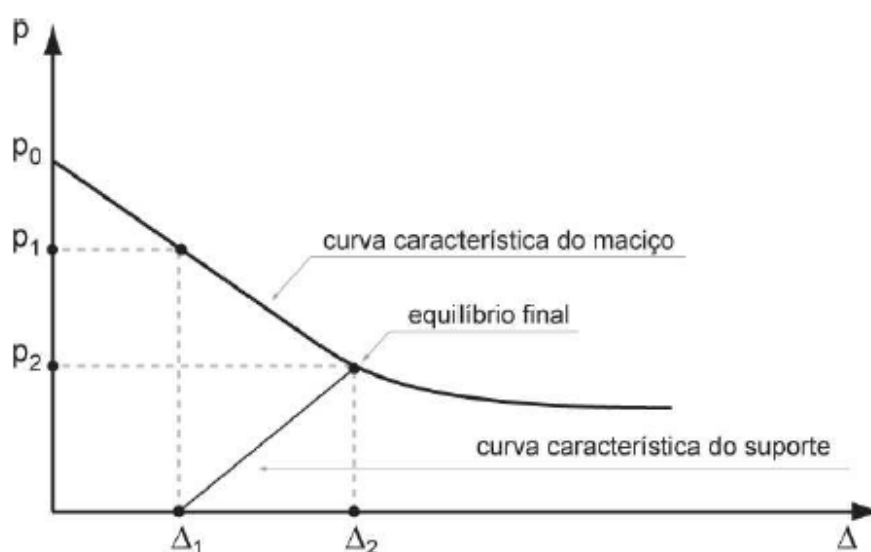
De acordo com França (2006), é crucial observar as deformações no maciço e o momento de aplicação dos suportes. As deformações entre a escavação e a instalação dos suportes (Δ_1) refletem a redução de tensões no maciço. Se um suporte infinitamente rígido for instalado imediatamente após a escavação, impedindo qualquer deformação no solo, as tensões no suporte refletirão aquelas associadas ao estado estático de tensões.

No entanto ao permitir uma deformação no maciço, relacionada tanto às alterações ocorridas durante a escavação e antes da aplicação do revestimento, quanto ao período subsequente de ganho de resistência deste (Δ_2), a tensão associada (p_2) a essa deformação será um fator crucial. Nesse contexto, o esforço mobilizado no suporte é determinado pela diferença entre a tensão inicial do estado estático (p_0) e o alívio de tensão associado à deformação (FRANÇA, 2006).

A redução do carregamento no suporte, decorrente das deformações do maciço, deve-se à mobilização das resistências do próprio solo, que atua em conjunto com o reforço adicionado, conforme discutido na Seção 2.2.2.2. Contudo, é essencial limitar as deformações para evitar a perda significativa de resistência interna do maciço e a degradação progressiva. Essa precaução é fundamental para preservar a estabilidade do túnel e garantir o desempenho adequado do suporte (FRANÇA, 2006).

Os princípios acima descritos são ilustrados na curva característica do sistema maciço-suporte na Figura 9. A curva característica permite fazer a seguinte afirmação: quanto mais cedo for instalado o suporte e quanto maior for a sua rigidez, maior será o carregamento atuante sobre ele e menores serão os deslocamentos do maciço (AGUIAR, 2017).

Figura 9 – Curva característica do maciço - Método convergência e confinamento



Fonte: (FRANÇA, 2006)

Murakami (2002) ainda ressaltam que a aplicação de suportes com características

reológicas distintas podem levar a estabilização das deformações totais diferentes, mesmo tendo sido aplicadas em um mesmo momento, como pode ser verificado nas curvas 2 e 3 da Figura 8. Este fenômeno pode ser obtido com a utilização de aditivos aceleradores de pega, por exemplo.

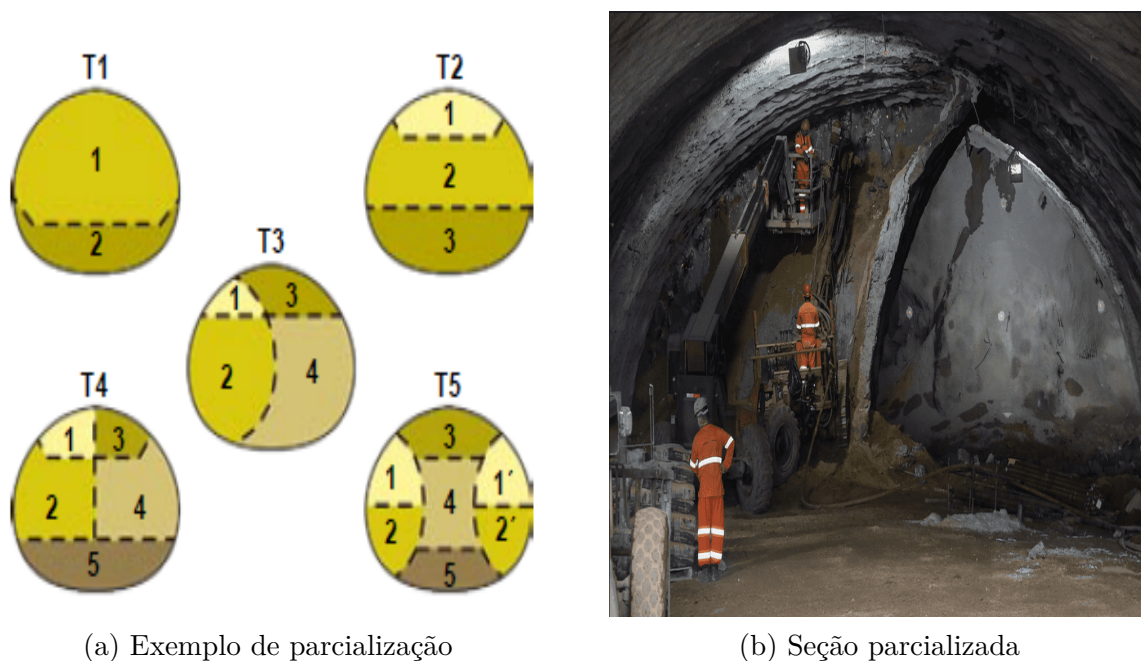
Para o autor, o diagrama supracitado representa o cerne da metodologia NATM, que é regido pelo acompanhamento e controle das escavações no intuito de garantir a sollicitação mínima no suporte, ao mesmo tempo que assegura a estabilidade da cavidade.

2.2.2.6 Critérios de parcialização da seção

A parcialização da seção de escavação é uma técnica utilizada quando lida-se com túneis de grande geometria e/ou maciços brandos e terrosos, com o intuito de mitigar as instabilidades no maciço circundante (BASTOS, 1998; DOMINGUES, 2022). Segundo o autor, o conceito por trás da parcialização reside na redução da área unitária de escavação, o que resulta em um maior tempo de autossustentação e menores deslocamentos.

A Figura 10a ilustra diferentes métodos de parcialização. A escolha do método mais adequado às necessidades do projeto é função dos equipamentos disponíveis, características geomecânicas do maciço, geometria da seção, prazo de execução e custos associados (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Figura 10 – Parcialização da seção de escavação



(a) Exemplo de parcialização

(b) Seção parcializada

Fonte: (a) (SOLOTRAT, 2023) (b) Arteris S.A.

O número de parcializações é tão maior, quanto maior for a área do túnel e quanto menor for a capacidade de suporte do maciço. Por conta disso, túneis em condições ideais,

isto é, maciços de boa capacidade geomecânica e pequena área, podem ser escavados em seção plena (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Dentre as diferentes técnicas de parcialização da seção, destacam-se as subdivisões em calota e bancada, e a utilização de galerias laterais (side drifts), esta última utilizada com maior frequência em regiões de emboque apresentando caráter investigativo das propriedades do solo (DOMINGUES, 2022).

2.2.3 Sequência construtiva

O produto da prospecção geológico-geotécnica da área de estudo associada ao traçado geométrico do túnel dá origem à compartimentação do empreendimento, isto é, o túnel é setorizado ao longo de seu comprimento de acordo com a classe geomecânica do maciço. Espera-se que o maciço apresente comportamento homogêneo ao longo dos setores de mesma classe. Entretanto, este comportamento pode variar entre diferentes classificações geomecânicas, o que pode levar a diferentes estruturas de suporte e sequências executivas (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Segundo os autores, posteriormente à compartimentação, realiza-se o projeto do método executivo, que abrange: comprimento dos avanços dos ciclos de escavação, número máximo de ciclos a serem realizados para fechamento do arco invertido, necessidade de núcleo central junto à face de escavação, tipos de suportes, necessidade ou não de estabilizações adicionais e as características dos elementos a serem utilizados.

Entretanto, segundo Campanhã e Boscov (1998), independentemente da qualidade da prospecção geológica e geotécnica realizada previamente à elaboração do projeto, somente na fase de execução define-se o projeto final. Visto que, é recorrente o surgimento de situações não detectadas pelas investigações anteriores ou ainda o aparecimento de inconsistências entre os pressupostos de projeto e a situação real de campo. Assim, ajustes e revisões de projeto são comuns.

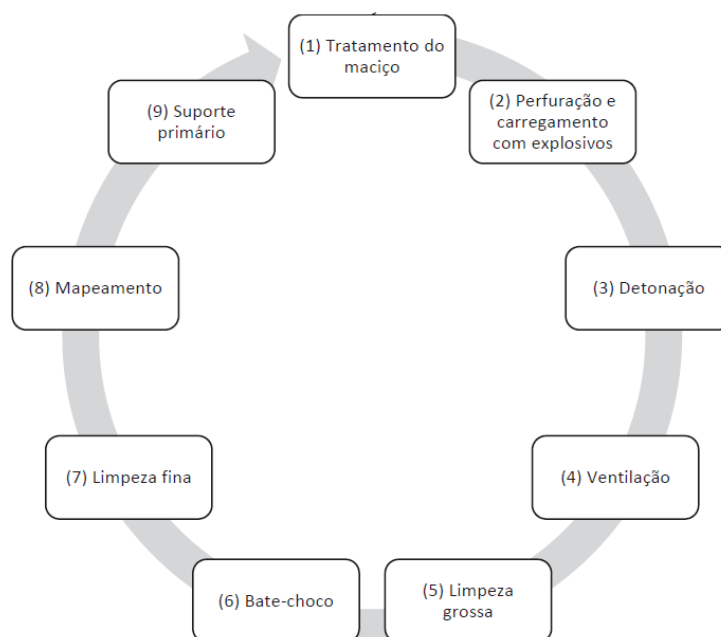
O método NATM consiste em um processo cíclico de escavação de túneis, conforme ilustrado na Figura 11. A escavação de cada ciclo deve apresentar sempre o menor tempo possível, a fim de minimizar as deformações no maciço e otimizar o processo construtivo (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

2.2.4 Tratamento de frente

Durante a escavação de túneis em terrenos pouco competentes, onde o tempo de autossustentação é insuficiente para a aplicação dos revestimentos, é necessário utilizar técnicas de tratamento da frente de escavação. Essas técnicas visam aprimorar as propriedades do maciço, inserindo elementos resistentes para melhorar sua estabilidade e permitir tempo suficiente para a instalação dos suportes primários (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Segundo o autor, a adoção de diferentes sistemas de estabilização do maciço dependem de fatores como a viabilidade técnica, o custo e o prazo de execução da obra.

Figura 11 – Sequência executiva

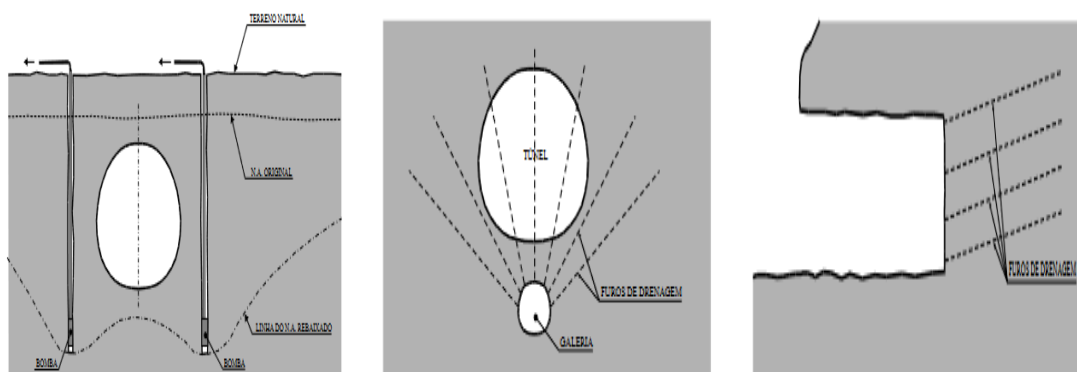


Fonte: (SEHN *et al.*, 2020)

Rebaixamento do lençol freático, pregagens, enfilagens, jet-grouting e agulhamento são alguns métodos de estabilização recorrentes.

Segundo Campanhã e Boscov (1998), o rebaixamento do lençol freático visa a redução das pressões neutras atuantes acima da cota do túnel. Esse processo é realizado através da drenagem gravitacional ou à vácuo da água presente no solo. Para isto, são instalados, a depender das características da obra, drenos sub-horizontais ou sub-verticais ao longo da frente de escavação. Outros métodos incluem a escavação de galerias abaixo do túnel ou de poços profundos nas laterais da cavidade a partir da superfície com posterior instalação de bombas, as quais são desativadas apenas após a conclusão da execução e cura dos mecanismos de suporte. A Figura 12 ilustra alguns dos métodos supracitados.

Figura 12 – Métodos de rebaixamento do lençol freático em obras subterrâneas



(a) Poços profundos

(b) Galeria subterrânea

(c) Drenos sub-horizontais

Fonte: (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998)

Os grampos são elementos formados por vergalhões de aço ou fibra de vidro inseridos no espelho da frente de escavação e injetados com calda de cimento (SOLOTRAT, 2023). Estas estruturas não apresentam pré-tensionamento, podendo ser aplicadas de forma sistemática, no caso de túneis em solo, ou pontual, para tratamento de blocos ou regiões instáveis. A aderência entre o vergalhão e o maciço é obtida a partir da injeção da calda de cimento que atua preenchendo os vazios do maciço circundante. Devido à inexistência de pré-tensionamento no elemento, este é caracterizado como suporte passivo, o qual apresenta mobilização das tensões apenas na ocorrência de deformação no maciço (GUIMARÃES, 2018).

As enfilagens, apresentadas na Figura 13 são tubos metálicos, com cerca de 12 metros de comprimento, são inseridos ao longo do perímetro da frente de escavação, paralelamente ao sentido do estaqueamento. Podem ser equipados com válvulas manete, permitindo a injeção de calda de cimento para consolidar a região circundante (SOLOTRAT, 2023).

Essas estruturas, são dimensionadas para reduzir o deslocamento do solo, fornecendo apoio ao solo circundante, enquanto se ancoram no interior do maciço. Aumentar a estabilidade e a segurança das escavações é o objetivo do uso de enfilagens, conforme destacado por Guimarães (2018), que transfere carga na direção longitudinal, reduzindo as deformações causadas pelo processo de escavação.

Além disso, as enfilagens aumentam o tempo de autossustentação de maciços instáveis, oferecendo maior segurança aos trabalhadores ao evitar a queda de blocos instáveis, como indicado por Murakami (2002). A injeção de calda de cimento associada às inserções dos tubos metálicos forma uma estrutura em formato de casca arqueada à frente da face de escavação, limitando a descompressão da coroa do túnel (GUIMARÃES, 2018).

Figura 13 – Imagens de enfilagens em obra



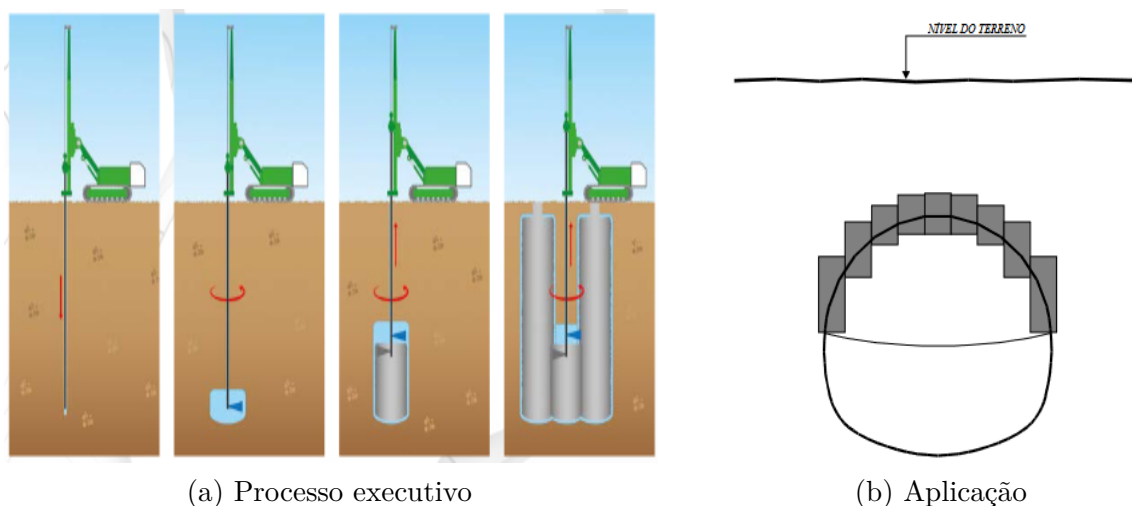
(a) Casca arqueada



(b) Enfilagens no emboque

O jet-grouting é uma técnica empregada para melhoria das propriedades mecânicas do solo por meio da desagregação por meio da injeção de calda de cimento a alta pressão e velocidade, resultando em uma mistura de solo-cimento mais resistente e menos permeável em comparação com o solo natural (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998; SOLOTRAT, 2023; DOMINGUES, 2022). A Figura 14a apresenta o processo executivo e a Figura 14b ilustra o modo de utilização dessa metodologia na engenharia de túneis.

Figura 14 – Processo executivo e aplicação na engenharia de túneis do jet-grouting



Fonte: (a) (SOLOTRAT, 2023) (b) (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998)

O agulhamento consiste na cravação de elementos lineares de fibra de vidro de pequeno diâmetro na face de escavação, os quais são rompidos a cada ciclo de escavação. Estes elementos, em geral tubos ou barras, apresentam comprimentos que variam de 4 a 8 metros, a depender das propriedades do material (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998). A Figura 15 apresenta uma ilustração esquemática do agulhamento como estrutura de tratamento do maciço;

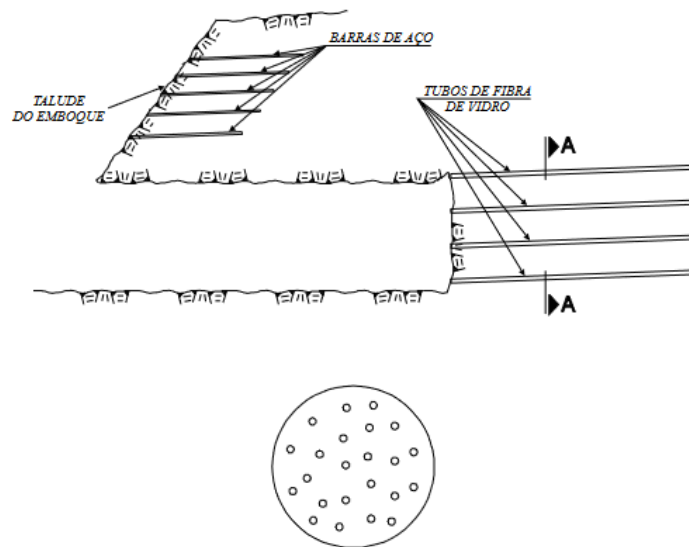
2.2.5 Suportes e revestimentos

Murakami (2002) define suporte como a estrutura responsável por equilibrar os carregamentos temporariamente até a execução do revestimento definitivo, que mantém a segurança durante a vida útil do empreendimento. O revestimento, por sua vez, é a estrutura permanente que garante a estabilidade da cavidade dentro das margens de segurança estabelecidas pela normatização vigente.

Do mesmo modo, Guimarães (2018) conceitua as estruturas de suporte de túneis da seguinte maneira:

- **Suporte primário:** arco externo flexível composto de concreto projetado, chumbadores e telas metálicas, permitindo o alívio de tensão no maciço, garantindo

Figura 15 – Agulhamento

**SEÇÃO A-A**

Fonte: (CAMPANHÁ; BOSCOV, 1998)

estabilidade provisória à escavação e segurança dos operários até a execução do revestimento secundário.

- **Suporte secundário:** camada interna de concreto projetado, elevando os níveis de segurança necessários para a operação do túnel e garantindo estabilidade definitiva à estrutura.

No método NATM, o principal elemento resistente é o maciço circundante, que se rearranja internamente devido ao alívio de tensões provocado pela escavação (SEHN *et al.*, 2020). Assim, conforme Aygar (2020), os suportes artificiais auxiliam o maciço a desempenhar este papel adequadamente.

Para Murakami (2002) o suporte apresenta três funções principais:

1. Estrutural: assegurar o equilíbrio do maciço a partir da indução de tensões nele;
2. Proteção: garantir o confinamento do maciço evitando assim a degradação e perda de resistência deste;
3. Construtiva: possibilitar ou facilitar procedimentos construtivos.

Os principais elementos utilizados como suportes e revestimentos de obras subterâneas serão apresentados ao longo desta seção.

Segundo Guimarães (2018), a camada de concreto projetado é a técnica dominante para suporte das escavações de túneis. Esta visa impedir a degradação progressiva do maciço, sendo responsável por proporcionar o confinamento do maciço circundante. A

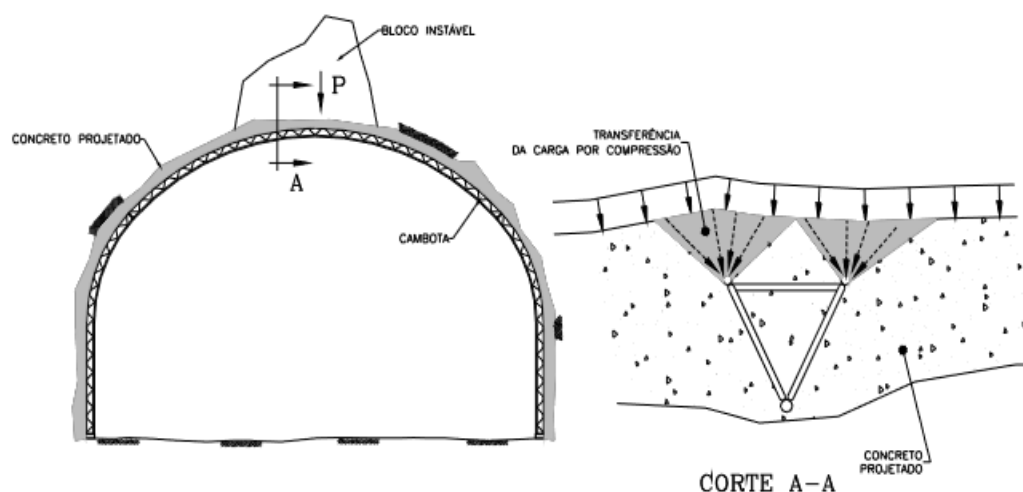
camada deve ser aplicada logo após a escavação para impedir os deslocamentos e, conseqüentemente, mobilizar as tensões (MURAKAMI, 2002). Por outro lado, ela deve ser adequadamente flexível para permitir um certo grau de deformação no solo e o desenvolvimento de um estado de equilíbrio a partir de esforços predominantemente normais (SOLOTRAT, 2023; MURAKAMI, 2002).

O uso de telas metálicas associadas ao concreto projetado tem a função de proporcionar a este resistência à tração. Estes esforços são oriundos das deformações sofridas pela casca, quando do avanço apenas da calota. Além disso, a tela pode funcionar como armação do concreto projetado, desde que seja dimensionada adequadamente aos esforços de flexão e seja posicionada corretamente ao longo da espessura (MURAKAMI, 2002).

Guimarães (2018) aponta que os chumbadores visam garantir o confinamento do maciço circundante à escavação, de modo a usufruir de suas características autoportantes. Os autores argumentam que estes são aplicados majoritariamente em maciços plastificados, podendo desempenhar função de ancoragem de blocos de rochas instáveis em substrato resistente fora da zona de plastificação ou a função de consolidação da zona plástica.

Cambotas são elementos formados por perfis metálicos calandrados ou vergalhões dispostos em formato de treliça (SOLOTRAT, 2023). Estes elementos são dispostos em formato de arco, que acompanham a geometria da abóboda e paredes do túnel e apoiam-se, no caso de túneis em solo, em sapatas de concreto para compatibilizar a distribuição dos esforços à capacidade de carga do solo (GUIMARÃES, 2018).

Figura 16 – Cambota com função de confinamento e de mitigação da degradação do maciço



Fonte: (MURAKAMI, 2002)

Segundo Murakami (2002), as cambotas podem ou não apresentar função estrutural:

- As cambotas com função estrutural podem apresentar as funções de: evitar a relaxação do maciço e a queda de blocos, auxiliar no confinamento de maciços com tempo

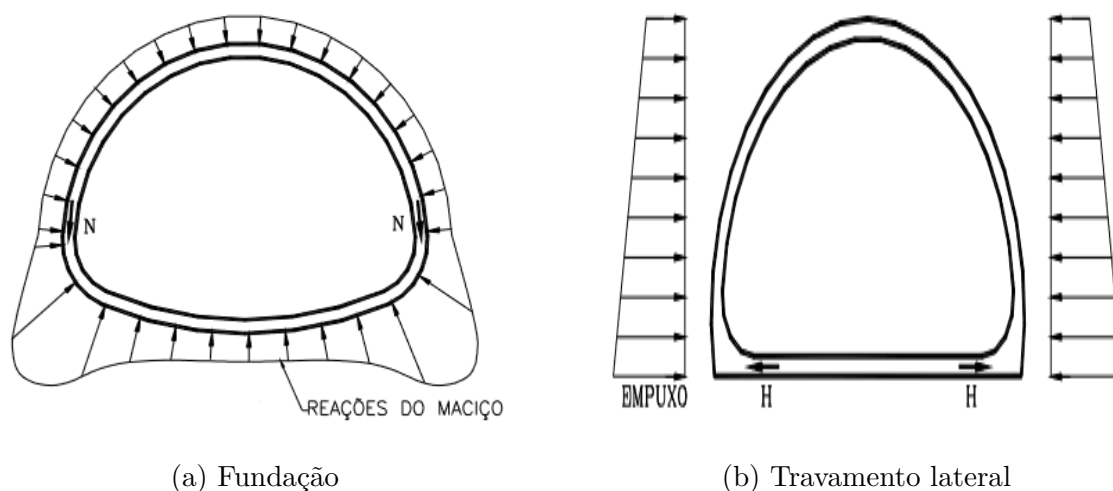
de autossustentação insuficiente, resistir à esforços de flexão e cisalhamento ou ainda atuar como armação do revestimento em concreto projetado.

- As cambotas sem função estrutural podem ser utilizadas como gabaritos, base para fixação de telas metálicas e elementos de sustentação do concreto projetado até que este adquira resistência adequada.

Segundo Guimarães (2018) e Campanhã e Boscov (1998), essas estruturas são frequentemente utilizadas em associação com camadas de concreto projetado em maciços com baixo tempo de autossustentação. Para os autores, esses elementos oferecem boa resistência a esforços de tração e compressão, elasticidade, ductilidade, facilidade de fabricação e controle tecnológico, embora apresentem custos elevados devido à necessidade de tratamentos anticorrosivos. O espaçamento entre cambotas varia entre 0,6 e 1,2 metros e pode ser ajustado ao longo do comprimento do túnel, com valores menores em situações que exijam reforço estrutural e maiores quando são utilizadas apenas como gabaritos (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

O fechamento do arco invertido propicia a geometria arredondada do revestimento do túnel, que é um dos princípios mais importantes do NATM, pois proporciona uma distribuição mais adequada das tensões do maciço sobre o revestimento (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998). O arco invertido pode atuar como elemento de fundação ou como travamento lateral da camada de concreto. Na função de fundação, ele transfere os carregamentos da casca para o maciço. Já na função de travamento lateral da casca, o arco invertido funciona como um elemento tracionado com componentes de forças sub-horizontais que equilibram os empuxos laterais, conforme ilustrado na Figura 17.

Figura 17 – Funções do arco invertido - invert



Fonte: (MURAKAMI, 2002)

2.3 INSTRUMENTAÇÃO

A filosofia do NATM baseia-se no método observacional, onde as hipóteses de projeto são confrontadas com os dados de campo e ajustadas conforme necessário para garantir a segurança do empreendimento. A instrumentação verifica os parâmetros de projeto, controla a qualidade e avalia o desempenho do método construtivo (CARREIRA, 2014). Assim, cálculos e análises feitos na fase de projeto são cenários hipotéticos sujeitos a confirmação ou correção durante a construção. No entanto, o método não deve ser usado para reduzir as capacidades dos elementos estruturais com base nos dados de campo, pois o dimensionamento é feito para um carregamento potencial que pode não ter sido atingido até o momento da medição. (MURAKAMI, 2002).

A instrumentação é essencial na execução de túneis, desempenhando um papel crucial no método observacional (BASTOS, 1998; CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998). Segundo Murakami (2002), a instrumentação permite avaliar (1) o desempenho do revestimento, otimizando sua utilização, e (2) os níveis de segurança da obra, analisando dados de deslocamentos do maciço ou do revestimento. A instrumentação também auxilia o projetista com informações necessárias para análises técnicas de segurança e revisão de projeto, permitindo a determinação de deslocamentos limites e análises de probabilidade de falha (TAHMASEBI *et al.*, 2022). Da mesma forma, Bastos (1998) afirma que a instrumentação investiga o comportamento do binômio solo/estrutura para confirmar pressupostos de projeto e monitorar carregamentos e deformações, prevenindo comportamentos anômalos que podem indicar potenciais mecanismos de ruptura (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998).

Bastos (1998) argumenta que as informações da instrumentação são úteis para diversas partes interessadas. O empreiteiro pode usar essas informações para determinar o método de escavação, o projetista pode redimensionar os suportes e a fiscalização pode aferir a qualidade da obra.

A escolha dos instrumentos deve fornecer os dados necessários para verificações de interesse, prezando pela simplicidade e qualidade da informação. No entanto, uma campanha de instrumentação adequada não garante segurança contra acidentes, pois os instrumentos são instalados pontualmente e não detectam rupturas locais (BASTOS, 1998). Além disso, a leitura e interpretação dos instrumentos estão sujeitas a erros humanos (MURAKAMI, 2002).

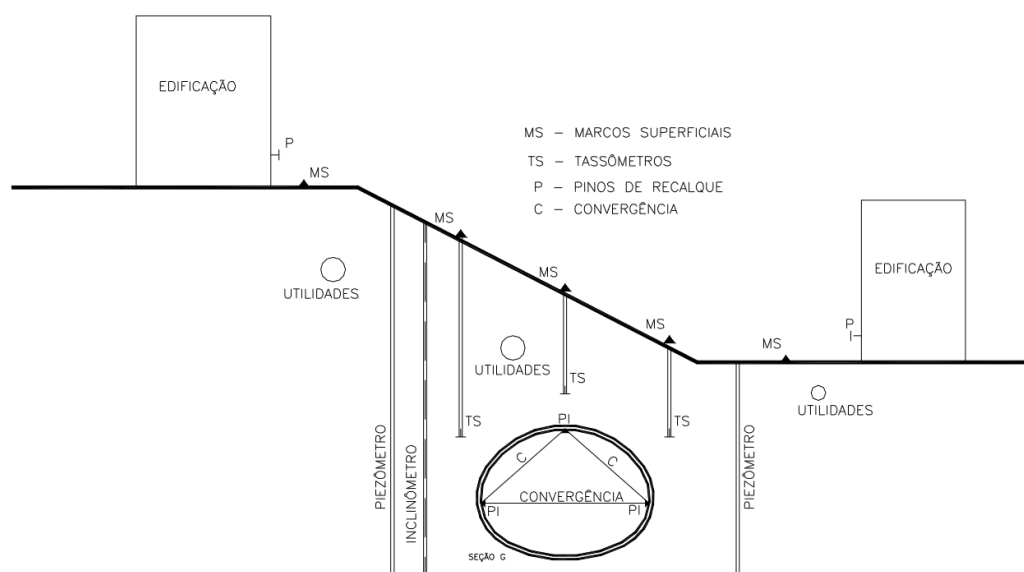
O Quadro 2 apresenta diversos tipos de instrumentos utilizados para obter informações principalmente sobre deslocamentos, pressões e nível d'água (BASTOS, 1998). A Figura 18 apresenta um esquema de posicionamento dos instrumentos. Segundo Bastos (1998), a instalação da instrumentação antes da escavação é essencial para determinar um estado de referência para a interpretação das movimentações durante e após a obra.

Quadro 2 – Principais elementos de instrumentação utilizados em túneis

Instrumento	Função
Marcos superficiais	Aferição de recalques superficiais
Tassômetros	Aferição de recalques profundos
Piezômetros	Medidor de nível d'água
Inclinômetros	Deteção de movimentos laterais e frontais
Pinos de recalque em edifícios	Deteção de movimentos em edificações vizinhas
Pinos de convergência	Medição da convergência da superfície escavada

Fonte: (CAMPANHÃ; BOSCOV, 1998)

Figura 18 – Posicionamento esquemático dos instrumentos



Fonte: (MURAKAMI, 2002)

Além da determinação do número de instrumentos e seu posicionamento, é necessário elaborar um programa de leitura com informações sobre frequência, horários e sequência de leitura. Para permitir a interpretação adequada dos resultados, eventos que possam interferir nas leituras devem ser descritos e identificados no tempo e espaço (MURAKAMI, 2002).

Bastos (1998) afirma que o programa de instrumentação deve ser específico para cada empreendimento, considerando suas particularidades como natureza, tipo, localização, características geotécnicas, métodos construtivos e ritmo de construção. As leituras realizadas devem verificar a necessidade de redimensionamento do sistema de instrumentação em zonas sensíveis, determinando normatizações e instruções para eventuais intervenções.

Para facilitar a interpretação dos resultados, recomenda-se apresentar os dados graficamente em função do tempo ou da distância em relação à frente de escavação e à seção instrumentada, devido ao dinamismo das obras de túneis. A interpretação dos dados de instrumentação busca identificar eventos que causaram movimentação e

potenciais mecanismos de ruptura, sendo essencial que o processo de leitura, apresentação e interpretação seja ordeiro e eficiente para prevenir acidentes (MURAKAMI, 2002).

Segundo Bastos (1998), as principais deficiências nos sistemas de instrumentação são: determinação inadequada das informações e dos equipamentos necessários, instalação tardia ou periodicidade de leitura ineficiente, imperícia na instalação ou leitura, identificação de mau funcionamento dos equipamentos, avaliações tardias dos resultados, avarias dos equipamentos durante a execução e restrições orçamentárias.

2.4 CONCEITOS GERAIS SOBRE MODELAGEM NUMÉRICA

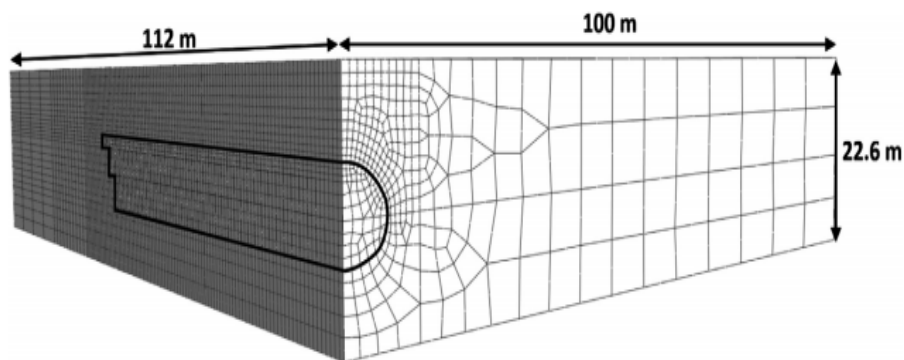
O presente capítulo apresenta o referencial teórico referente às modelagens numéricas realizadas no decorrer deste estudo. Para tanto conceitos sobre o método dos elementos finitos, modelos constitutivos e processos de modelagem são apresentados.

2.4.1 Método dos elementos finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma técnica de discretização espacial em que a variável de estado é interpolada ao longo do domínio, que é composto por uma malha de elementos finitos, e um conjunto de equações algébricas de equilíbrio é obtida para cada elemento. O intuito desta metodologia é determinar um sistema de equação algébrico que represente adequadamente o problema mecânico de equilíbrio estático, isto é, uma solução aproximada a problemas reais de engenharia que foram idealizados a partir de modelos matemáticos, dentro de tolerâncias aceitáveis (CASTRO, 2022).

Nesta técnica, segundo o autor, o domínio do problema é subdividido em um conjunto discreto de subdomínios, isto é, em uma quantidade finita de elementos finitos conectados entre si pelos pontos nodais. Ao conjunto destes elementos dá-se o nome de malha, como pode ser verificado na Figura 19. Nestes subdomínios a incógnita do problema é aproximada a partir de técnicas de interpolação.

Figura 19 – Malha de elementos finitos



Fonte: (VITALI; CELESTINO; BOBET, 2022)

Segundo Guimarães (2018), atribui-se ao modelo condições de compatibilidade de deslocamentos nos nós que interligam os diferentes elementos finitos, o que resulta em um sistema de equações lineares em que a incógnita a ser determinada é, em geral, os deslocamentos nodais.

Castro (2022) expõe que, ao contrário da análise de problemas discretos, os quais apresentam número finito de graus de liberdade e conseqüentemente são representados por um sistema de equações algébricas de fácil resolução, sistemas contínuos são governados por equações diferenciais, que apresentam solução analítica apenas para condições de contorno e de carregamento simples, restando aos problemas complexos a necessidade de recorrer a soluções aproximadas obtidas de forma numérica. Para tanto, o problema de engenharia analisado deve ter o comportamento de seus materiais constituintes devidamente descritos a partir de modelos matemáticos, em geral determinados de forma experimental; estes modelos são denominados modelos constitutivos e são abordados neste trabalho na Seção 2.4.2.

Estes modelos correlacionam as tensões atuantes (σ) com as deformações específicas (ε) por meio de uma matriz constitutiva (\mathbf{D}), conforme Equação 2.

$$\sigma = D\varepsilon \quad (2)$$

Desse modo, o que diferencia os modelos constitutivos entre si é a formulação de sua matriz constitutiva \mathbf{D} , isto é, a relação tensão/deformação do modelo.

Cabe ao engenheiro determinar no modelo numérico uma geometria condizente com o problema analisado, bem como representar adequadamente o método construtivo, os parâmetros do solo e as condições de contorno ao qual o modelo estará sujeito (GUIMARÃES, 2018).

2.4.1.1 Aplicação de MEF em projetos de túneis

A aplicação de análises numéricas na engenharia de túneis deve-se tanto ao alto número de variáveis associadas a estes projetos, quanto à complexidade dos cenários analisados, incluindo a metodologia construtiva que impacta significativamente os resultados. O projeto de túneis caracteriza-se por um alto grau de não linearidade, seja física, geométrica ou nas características dos materiais, com fontes como zonas de cisalhamento, camadas não homogêneas e materiais anisotrópicos. O solo, com modelos constitutivos que apresentam endurecimento ou amolecimento, também contribui para essa não linearidade. A modelagem numérica tem a vantagem de representar diversas variáveis que definem o comportamento do conjunto solo/estrutura de um túnel, sendo a qualidade dessas análises diretamente proporcional à capacidade de reproduzir fielmente as características do problema real, como geometria, sequência executiva e propriedades dos materiais (GUIMARÃES, 2018).

Segundo os mesmos autores, uma abordagem via métodos numéricos possibilita a resolução de problemas que envolvem situações de distribuição de tensões e relações tensão/deformação de elevada complexidade. A título de exemplo pode-se citar os trabalhos de Cavalcante (2012), Vitali, Celestino e Bobet (2022) e Savino (2017) aplicados à substratos de maciços evaporíticos, solos residuais e colapsíveis, respectivamente. Golshani, Joneidi e Majidian (2016) estudou a intersecção geometricamente complexa de dois túneis, enquanto Ng, Lee e Tang (2004) abordou a influência no maciço argiloso duro na escavação de dois túneis gêmeos hipotéticos. Já Shin e Potts (2002) estudou a influência do comportamento drenante dependente do tempo durante a construção pelo método NATM de um túnel em solo granítico e Mödlhammer (2011) simulou os efeitos da degradação ao longo do tempo da camada de concreto projetado e seus impactos no sistema de suporte. Vale ainda ressaltar a importância do estudo do impacto das escavações em estruturas adjacentes à obra, assunto este abordado por Fu *et al.* (2018), Shahin *et al.* (2016), Pascariello *et al.* (2023) e muitos outros.

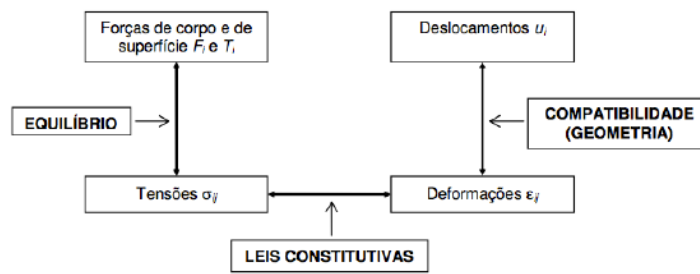
Dessa forma, a modelagem numérica prova-se bastante versátil e adequada ao uso em análises geotécnicas, em especial, a associadas a projetos de túneis. No entanto, uma aplicação satisfatória do MEF na engenharia de túneis perpassa pela correta simulação do processo construtivo e definição das leis constitutivas que regem o comportamento do substrato (GUIMARÃES, 2018).

2.4.2 Modelos constitutivos

Um modelo constitutivo configura-se como uma equação matemática determinada experimentalmente, que busca descrever o comportamento de um determinado material, no que tange o desenvolvimento de tensões e deformações. Assim, os modelos constitutivos apresentam a função de correlacionar o campo de tensões com o campo de deformações (BASTOS, 1998).

A solução de problemas de mecânica dos sólidos, além de respeitar os modelos constitutivos, deve ainda respeitar as leis de equilíbrio e as condições de compatibilidade geométrica, as quais correlacionam forças com tensões e deslocamentos com deformações, respectivamente (SAVINO, 2017). Dessa forma, a tríade que rege a resolução destes problemas é exemplificada na Figura 20.

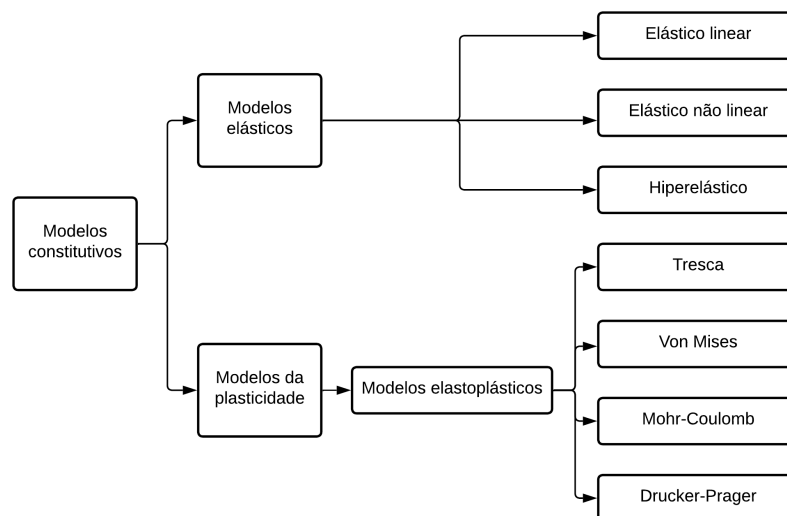
Figura 20 – Correlação de variáveis em problemas estáticos de Mecânica dos Sólidos



Fonte: (SAVINO, 2017)

Segundo Bastos (1998), modelos constitutivos diferem entre si pelo sistema de equações que regem o comportamento do material. Disto decorre que a adequada atribuição destes modelos, aos diferentes materiais envolvidos nas análises, depende do correto entendimento das propriedades e características tanto do material em estudo, quanto do modelo sendo empregado. Assim, com o intuito de representar as propriedades particulares dos mais variados tipos de materiais, diversos modelos constitutivos foram desenvolvidos, alguns dos quais são apresentados na Figura 21.

Figura 21 – Organograma de modelos constitutivos elásticos e elasto-plásticos



Fonte: Adaptado de (SAVINO, 2017)

Apesar das limitações inerentes ao emprego de equações matemáticas simplificadas para representar comportamentos complexos da realidade, os modelos elasto-plásticos destacam-se como os mais eficazes entre as opções disponíveis na modelagem do comportamento de solos. Em comparação com modelos exclusivamente elásticos, eles desempenham sua função de maneira mais adequada, tornando-se, assim, a escolha predominante na resolução de problemas em geotecnia, com destaque para o modelo de Mohr-Coulomb. A seguir, exploraremos de maneira mais aprofundada os conceitos e premissas subjacentes a alguns modelos elásticos e elasto-plásticos (FRANÇA, 2006).

2.4.2.1 Comportamento mecânico de modelos linear elásticos

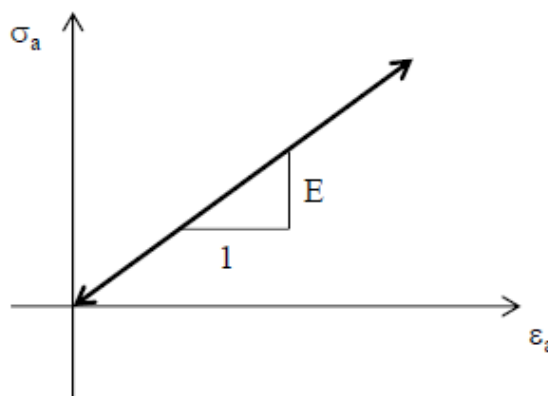
Os modelos constitutivos elásticos lineares caracterizam-se por serem baseados na Teoria da Elasticidade isotrópica de Hooke (BASTOS, 1998). Segundo Ibañez (2003), materiais modelados seguindo esta premissa apresentam deformações reversíveis, isto é, recuperam seu estado inicial após um ciclo completo de carregamento e descarregamento sem sofrer deformações permanentes. O referido comportamento ocorre em materiais elástico até uma tensão atuante limite, denominada tensão de escoamento, a partir da qual as deformações deixam de ser reversíveis completamente.

Estes modelos, apesar de apresentarem muitas discrepância em relação ao comportamento real do solo, principalmente no que tange a ocorrência de deformações reversíveis, servem como base para modelos mais fidedignos e complexos. Dessa forma, seu entendimento é de vital importância para correta aplicação dos modelos constitutivos (SAVINO, 2017).

Apesar de todos os modelos elásticos serem regidos pela mesma lei, seu comportamento pode ser bastante variado, apresentando características isotrópicas ou anisotrópicas, comportamento linear ou não-linear, ou ainda apresentando parâmetros dependentes do tempo e do nível de tensão submetidas (SAVINO, 2017). Neste trabalho apenas o modelo elástico linear isotrópico será abordado.

Nos modelos elásticos lineares, existe uma relação única entre tensão e deformação. Estes modelos são caracterizados, em caso de isotropia (situação em que a direção de análise não impacta nos resultados), por dois parâmetros (IBAÑEZ, 2003). Os parâmetros que os caracterizam são uma constante de proporcionalidade entre tensão e deformação, denominada módulo de Young ou módulo de elasticidade (E), e pelo coeficiente de Poisson (ν), que expressa a razão entre a deformação horizontal e vertical (BASTOS, 1998). A representação do comportamento destes materiais em um gráfico tensão *versus* deformação é apresentado na Figura 22.

Figura 22 – Curva tensão/deformação típica de um material elástico linear



Fonte: (BASTOS, 1998)

Matematicamente a lei constitutiva que descreve o comportamento elástico linear isotrópico é denominada Lei de Hooke generalizada e é apresentada em sua forma matricial na Equação 3.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & \frac{-\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu}{E} & \frac{-\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

A Equação 3 pressupõe um material homogêneo, com uma dimensão significativamente superior às outras duas, resultando em um estado plano de deformações. Em outras palavras, as deformações ocorrem exclusivamente no plano transversal ao eixo de maior dimensão do elemento em análise. Adicionalmente, tanto os parâmetros do material quanto a distribuição das cargas permanecem inalterados ao longo do eixo de maior dimensão do elemento (IBAÑEZ, 2003).

No entanto, esse modelo apresenta consideráveis limitações em problema geotécnicos devido à escassez de materiais que se enquadram nas hipóteses idealizadas. Além disso, os materiais que exibem esse comportamento o fazem em faixas bastante restritas de valores de tensão. Como resultado, esse modelo revela-se inadequado para a modelagem de materiais comuns em aplicações geotécnicas (BASTOS, 1998).

Apesar disso, segundo Bastos (1998) este modelo ainda é utilizado em problemas geotécnicos na modelagem de elementos rígidos, como rochas intactas, em baixos níveis de tensões.

2.4.2.2 Comportamento de modelos constitutivos elasto-plásticos

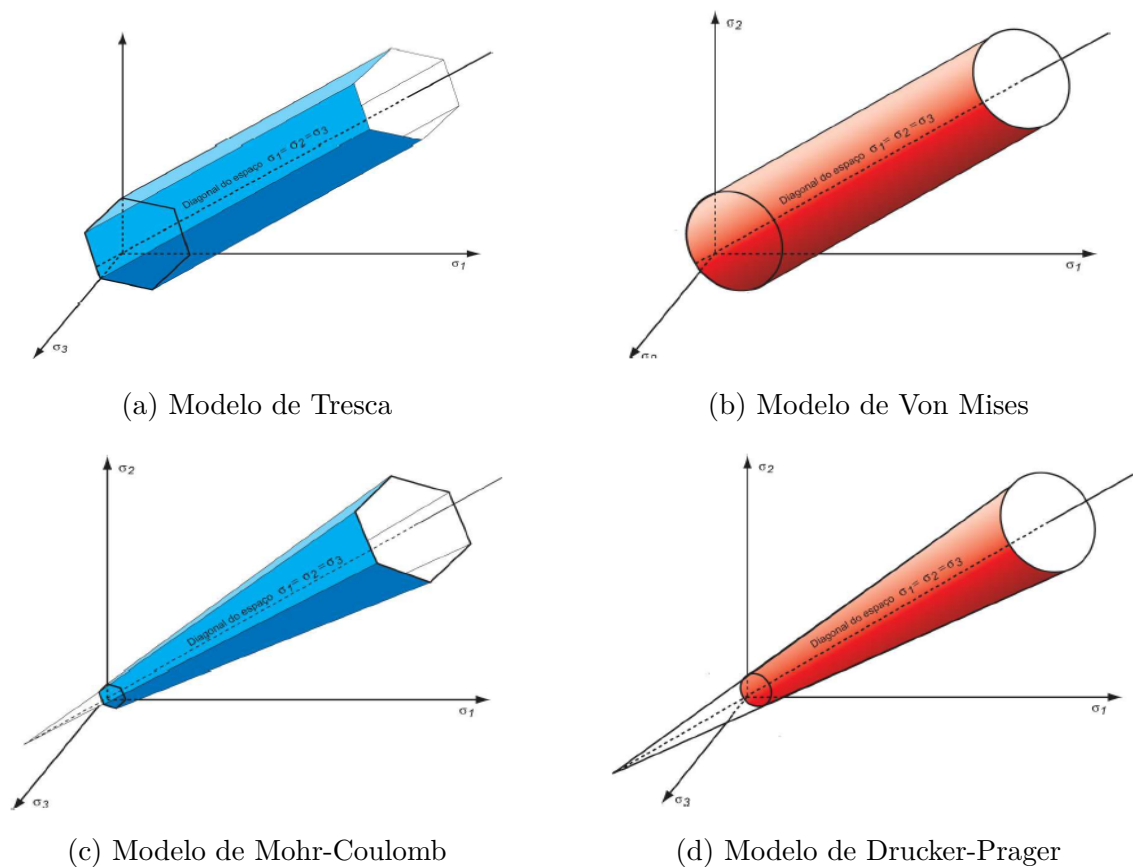
Os modelos elasto-plásticos são os mais utilizados na modelagem numérica de materiais geotécnicos. Estes modelos baseiam-se na teoria da elasticidade, na teoria da plasticidade clássica e nos conceitos de mecânica dos estados críticos (SAVINO, 2017). Como o nome sugere, os materiais caracterizados como elasto-plásticos apresentam comportamentos distintos em função do nível das tensões e deformações aplicados. Desse modo, podem apresentar tanto comportamento puramente elástico, como comportamento plástico (IBAÑEZ, 2003).

A parte elástica apresenta comportamento semelhante ao abordado na Seção 2.4.2.1. Por outro lado, a parte plástica, caso o material tenha atingido a tensão limite de escoamento, após a retirada da sollicitação, as deformações não são recuperadas totalmente, restando uma deformação residual permanente. A curva tensão-deformação destes materiais apresentam dois trechos, o trecho inicial pode ser representado por uma reta representa a zona elástica e o trecho em curva representa a zona plástica. O valor de tensão que separa

os dois comportamentos é denominada tensão de plastificação ou tensão de escoamento. (BASTOS, 1998).

Dentre os modelos elasto-plásticos, a superfície de plastificação, isto é, a superfície de separação entre o comportamento elástico e o comportamento plástico, difere entre eles. A Figura 23 apresenta algumas dessas superfícies, no espaço geral das tensões principais, para os principais modelos elasto-plásticos aplicados na engenharia geotécnica, sendo eles o modelo de Tresca, von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager.

Figura 23 – Superfície de plastificação de diferentes modelos elasto-plásticos



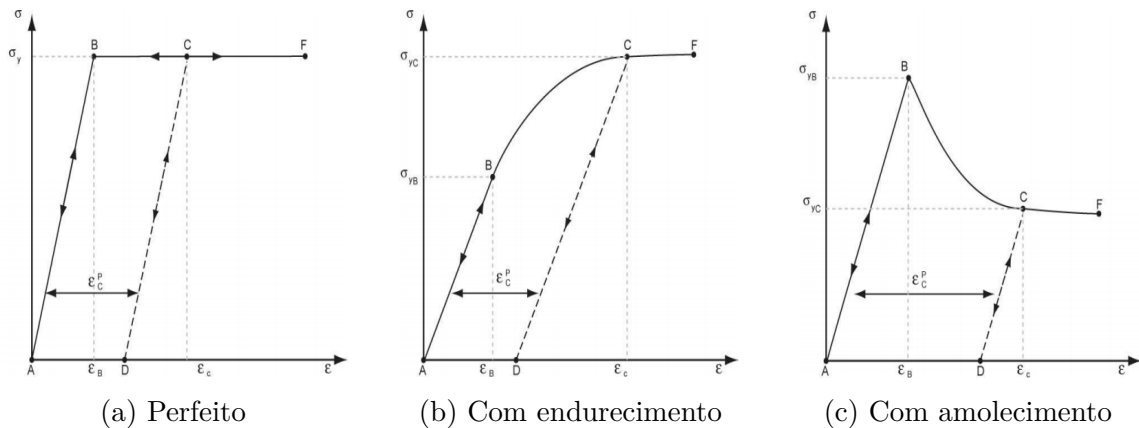
Fonte: (FRANÇA, 2006)

Os estados de tensão do solo que situam-se no interior da superfície de plastificação apresentam comportamento elástico, enquanto apresentam comportamento plástico caso contrário. A função que descreve a superfície supracitada é denominada função de plastificação ou função de escoamento, e é geralmente definida em termos de tensões principais (IBAÑEZ, 2003).

Segundo Bastos (1998), os materiais elasto-plásticos podem ainda ser subdivididos em elasto-plástico perfeito, com endurecimento e com amolecimento. Segundo o autor, a recarga dos materiais elasto-plásticos perfeitos, após descarregados ao atingirem a zona plástica não altera a tensão de plastificação, como apresentado na Figura 24a. Aplicando o mesmo procedimento em materiais que apresentam endurecimento, nota-se que a tensão

necessária a cada ciclo de plastificação aumenta, conforme ilustrado na curva tensão-deformação da Figura 24b. Por outro lado, em materiais que apresentam amolecimento, a cada ciclo de plastificação, a tensão necessária para passar da zona elástica à zona plástica diminui, conforme ilustrado na curva tensão-deformação da Figura 24c.

Figura 24 – Curva tensão/deformação característica de material elasto-plástico



Fonte: (FRANÇA, 2006)

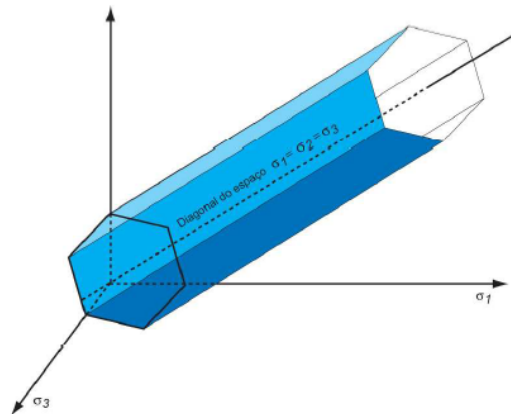
Apesar dos grandes avanços no ramo da modelagem computacional e do desenvolvimento de modelos constitutivos, ainda não é possível representar todas as particularidades do solo nos modelos atuais. Visto que, o modelo deveria ser capaz de incorporar comportamentos de endurecimento e amolecimento, tarefa que apresenta grande complexidade, ainda mais quando busca-se a utilização de quantidade limitada de parâmetros de entrada de fácil obtenção em laboratório (FRANÇA, 2006). A seguir serão apresentados brevemente os conceitos dos principais modelos elasto-plásticos de Tresca, von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager, utilizados em projetos de engenharia para descrever o comportamento do solo.

2.4.2.2.1 Modelo de Tresca

O modelo elástico linear plástico perfeito com superfície de plastificação coincidente com o critério de resistência de Tresca foi formulado inicialmente para simular o comportamento de metais. O modelo assume o início do escoamento quando a tensão cisalhante máxima atuante equivale à tensão cisalhante máxima obtida no ensaio de tração uniaxial. Apesar disso, este modelo pode ser utilizado para representar comportamento de argilas saturadas em condições não drenadas. Isto se deve à não influência das tensões hidrostáticas no comportamento destes materiais (IBAÑEZ, 2003).

Segundo Bastos (1998), a superfície de plastificação oriunda do critério de ruptura de Tresca possui formato de um cilindro hexagonal, como ilustrado na Figura 25.

Figura 25 – Critério de ruptura de Tresca



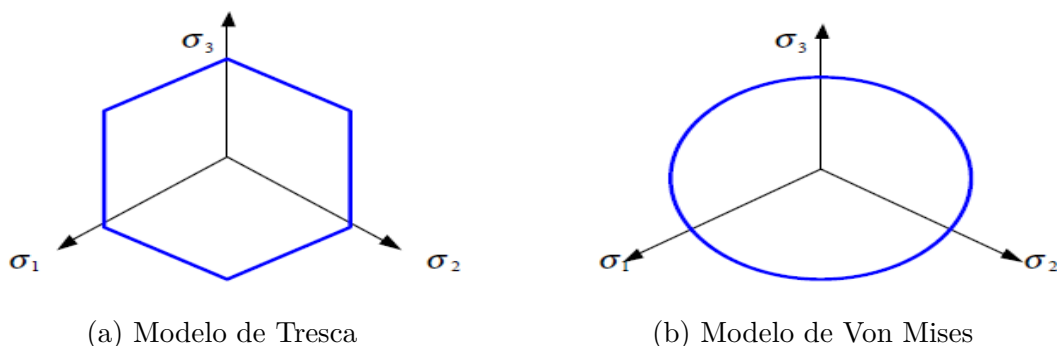
Fonte: (FRANÇA, 2006)

A utilização desta formulação pode ser associada a caracterização de resistência máxima a partir da resistência não drenada (S_u), de um módulo de Young não drenado (E_u) e de um coeficiente de poisson adequado.

2.4.2.2.2 Modelo de von Mises

Segundo Ibañez (2003), a presença de vértices angulosos na superfície de plastificação de Tresca ocasionam problemas quando da resolução analítica ou numérica desta. Por conta disso, buscou-se replicar a superfície proposta eliminando os pontos de singularidades. Assim, Von Mises propôs um critério de ruptura que apresenta formato de um cilindro circular regular no espaço geral de tensões principais. Este apresenta grande semelhança com a superfície proposta por Tresca, como pode ser identificado na Figura 26.

Figura 26 – Comparação da superfície de plastificação dos modelos de Tresca e Von Mises



Fonte: (IBAÑEZ, 2003)

O critério de von Mises assume o início da plastificação quando a energia de distorção atuante for equivalente a energia de distorção de início do escoamento obtida no ensaio de tração uniaxial.

Do mesmo modo que o critério de Tresca, o critério de von Mises assume fluxo associado e utiliza parâmetros do comportamento elástico, como coeficiente de Poisson próximo de 0,5 e módulo de Young não drenado.

2.4.2.2.3 Modelo de Mohr-Coulomb

O modelo de Mohr-Coulomb é o mais utilizado nas análises numéricas de modelos geotécnicos para os mais variados tipos de estudos, sejam eles relacionados ou não à engenharia de túneis (CARREIRA, 2014),

A expressão que rege o critério de ruptura apresentado por Mohr-Coulomb é:

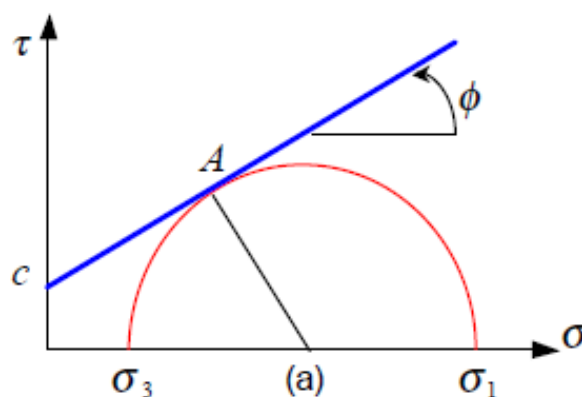
$$\tau_f = c' + \sigma'.\tan\phi \quad (4)$$

Em que:

- τ_f : tensão cisalhante;
- c' : coesão efetiva;
- σ' : tensão efetiva normal;
- ϕ : coeficiente de atrito interno.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb assume que não há ruptura enquanto a tensão de cisalhamento não for superior ao dado pela Equação 4. Segundo o critério de Mohr-Coulomb a ruptura ocorre quando o círculo de Mohr associado ao estado de tensão do solo tangencia a reta descrita pela expressão supracitada, denominada envoltória de ruptura, conforme ilustrada na Figura 27. Assim, a ruptura é definida por uma combinação de tensões e não pela tensão de cisalhamento máxima (CARREIRA, 2014).

Figura 27 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no plano



Fonte: (IBAÑEZ, 2003)

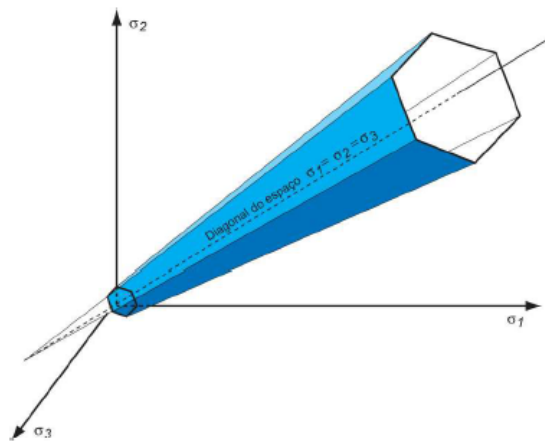
Caso o círculo de Mohr associado ao estado de tensão do solo situar-se abaixo da envoltória de ruptura, este apresente comportamento elástico-linear (GUIMARÃES, 2018).

Segundo França (2006), no espaço geral das tensões principais o critério de Mohr-Coulomb dado pela Equação 5, em que σ_1 e σ_3 representam a maior e a menor tensão principal, respectivamente.

$$F = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad (5)$$

A Figura 28 mostra a representação gráfica no espaço geral das tensões principais da Equação 5, caracterizada por ser uma pirâmide hexagonal irregular (IBAÑEZ, 2003).

Figura 28 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: (FRANÇA, 2006)

Segundo Ibañez (2003), para modelagem do comportamento plástico, este modelo é descrito a partir de dois parâmetros do solo: a coesão e o ângulo de atrito interno. Ambos podem ser determinados tanto por ensaio triaxial, quanto por ensaio de cisalhamento direto. Este último é mais corriqueiro no ramo da engenharia geotécnica. Além disso, segundo o autor, dois parâmetros são necessários para determinar as propriedades elásticas: o módulo de deformação volumétrica (K) e o módulo cisalhante (G).

Os parâmetros K e G estão associados às partes componentes da deformação elástica. Esta pode ser dividida em deformação volumétrica, correlacionada com mudanças de volume, e deformação cisalhante, correlacionada às distorções. Estas associadas aos parâmetro K e G , respectivamente (CARREIRA, 2014).

Segundo Carreira (2014), os parâmetros supracitado podem ser obtidos a partir dos módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson (ν) pelas Equações 6 e 7.

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (6)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (7)$$

O modelo de Mohr-Coulomb apresenta a desvantagem de superestimar os aumentos de volume (dilatância) do material durante a plastificação, quando da adoção de fluxo associado. Visto que assume expansão volumétrica contínua, independente dos níveis de tensão cisalhante atuante, o que não se verifica na prática (IBAÑEZ, 2003).

Segundo Carreira (2014), a própria suposição de expansão constante é uma grande limitação do método. O autor argumenta que o comportamento do solo em deformação plástica pode apresentar dilatância no início da plastificação, seguida de deformação a volumes constantes.

Para resolver este problema, adota-se fluxo não associado, ou seja, a função de potencial plástico não coincide com a função de plastificação. Desse modo, exige-se a inserção de um novo parâmetro caracterizante do comportamento do material, o ângulo de dilatância ψ . Assim, a formulação necessita de cinco parâmetros para que seja possível descrever o comportamento do material na modelagem numérica, o comportamento elástico é descrito pelo módulo de Young e pelo coeficiente de Poisson, enquanto a parcela plástica é descrita pela coesão, ângulo de atrito e o ângulo de dilatância (FRANÇA, 2006). Cox (2008) apresenta a Equação (8) utilizada para determinar o ângulo de dilatância.

$$\psi = \phi_{pico} - \phi_{ec} \quad (8)$$

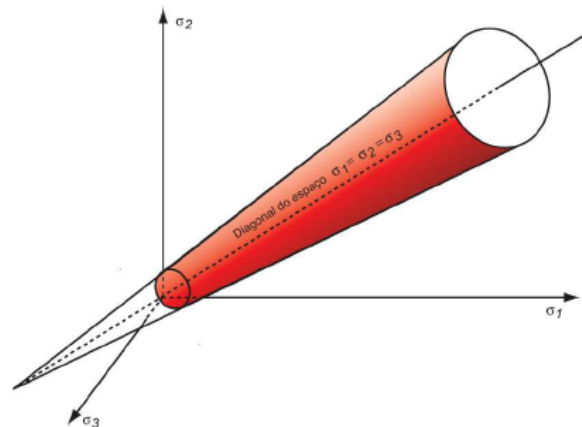
Em que, ψ representa o ângulo de dilatância, ϕ_{pico} o ângulo de atrito interno de pico e ϕ_{ec} o ângulo de atrito interno de estado crítico.

Segundo França (2006), a dilatância, quando assume o mesmo valor que o ângulo de atrito conduz o modelo para uma formulação de fluxo associado e consequente sobrevalorização dos aumentos de volume durante a plastificação. Por outro lado, caso $\psi < \phi$ a formulação assume caráter de fluxo não associado, enquanto que, para ψ nulos, não ocorrem variações de volume na plastificação.

2.4.2.2.4 Modelo de Drucker-Prager

No espaço geral de tensões o critério de ruptura, isto é, a função de plastificação de Drucker-Prager gera uma superfície cônica circular, como pode ser visto na Figura 29. Esta delimita a região de comportamento puramente elástico da região de comportamento puramente plástico - por se tratar de um modelo elasto-plástico perfeito. De modo que, qualquer estado de tensão localizado externamente ao cone não é estável (FRANÇA, 2006).

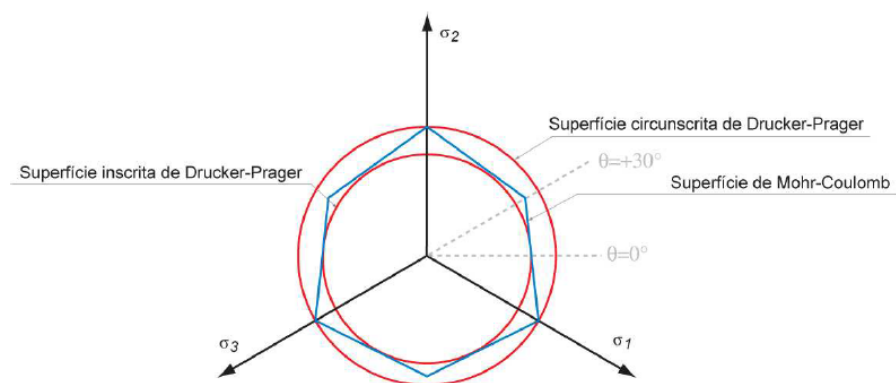
Figura 29 – Critério de ruptura de Drucker-Prager



Fonte: (FRANÇA, 2006)

Analogamente ao que ocorreu com von Mises e Tresca, a função de plastificação de Drucker-Prager é oriunda da simplificação da função de plastificação de Mohr-Coulomb, devido à existência de vértices angulosos nesta que dificultam as soluções analíticas e numéricas. A Figura 30 ilustra as similaridades entre as duas abordagens (FRANÇA, 2006).

Figura 30 – Comparação da superfície de plastificação dos modelos de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager



Fonte: (IBAÑEZ, 2003)

Apesar das vantagens na implementação computacional deste modelo, segundo Ibañez (2003), o modelo assume mesmo comportamento para um solo sob esforços de compressão e tração, o que limite significativamente a capacidade do método.

2.4.2.2.5 Outros modelos constitutivos

Além dos modelos supracitados, vale mencionar os modelos elasto-plásticos baseados nas teorias de estado crítico, como o modelo Cam-Clay e o Cam-Clay modificado. Segundo Ibañez (2003), esta teoria postula que à medida que o solo deforma plasticamente

de maneira contínua, o seu estado de tensões segue uma trajetória que perpassa diversas superfícies de escoamento, enquanto o seu volume varia até atingir um estado denominado estado crítico. Nesse estado, o índice de vazios, o volume e as tensões cisalhantes não variam apesar do solo continuar sofrendo deformações.

2.4.3 Simulação da tridimensionalidade

A tridimensionalidade inerente do processo de escavação requer que, em análises bidimensionais, artifícios que simulem esta propriedade sejam utilizados. Esta seção abordada os métodos de redução de rigidez do núcleo e da redução de carga nos nós, utilizados para simular o relaxamento do solo ocasionado pelo descompasso entre a escavação e a aplicação do revestimento primário. Assim, a resistência mobilizada do maciço e consequente redução de carga são inseridos nas considerações de carregamento que o revestimento, seja ele primário (durante a execução) ou secundário (durante a operação), deve suportar.

2.4.3.1 Método de redução de rigidez

O método de redução da rigidez parte da fase inicial, na qual o material a ser escavado possui a mesma rigidez (módulo de Young) do seu entorno. Gradualmente, a rigidez da região que será escavada é reduzida por um fator α em etapas pré-definidas da análise. Intercalado às reduções de rigidez do maciço, as etapas de instalação dos revestimentos primário e secundário e de ganho de resistência dos seus materiais são inseridas. Desse modo, busca-se simular a etapa construtiva na análise computacional (MÖDLHAMMER, 2011).

Segundo o autor, o fator α supracitado é um número entre 0 e 1. Estes representam a mesma rigidez do material original e nenhuma rigidez, respectivamente. Recomenda-se, para a primeira redução, um fator α de 0,5. Entretanto, as reduções de rigidez variam de etapa para etapa.

2.4.3.2 Método da pressão fictícia interna

Segundo Guimarães (2018), este método divide o processo de escavação de túneis em três fases:

1. Considera-se o maciço como um orifício não revestido com uma pressão aplicada ao perímetro da escavação igual à pressão *in situ* do terreno;
2. Reduz-se a pressão interna por um fator de alívio com consequente movimentação do maciço na direção radial e sentido interno à cavidade;
3. Instalação do suporte e redução a zero da pressão fictícia.

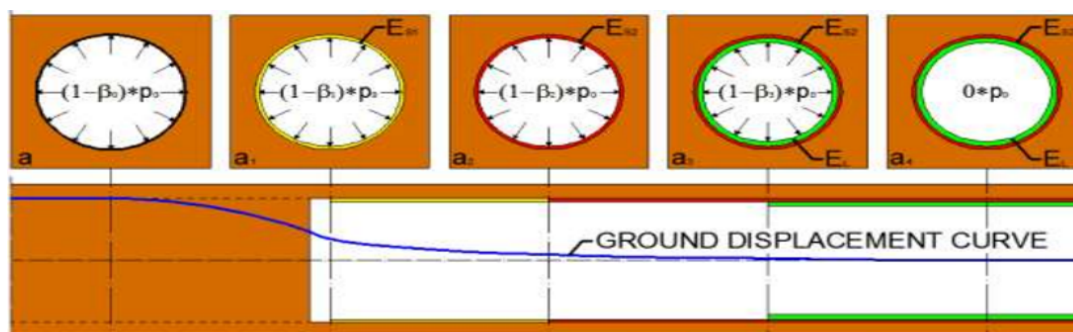
2.4.3.3 Método de redução de carga

Segundo Guimarães (2018), o método de redução de carregamento pode ser entendido como sendo derivado do método da pressão fictícia. Nesse método, analogamente ao método de redução da rigidez, há aplicação de forças nos nós localizados no perímetro da escavação para simular os efeitos estabilizantes do maciço situado adiante da frente de escavação (FRANÇA, 2006). Segundo Mödlhammer (2011), inicialmente as cargas nos nós da cavidade assumem um estado inicial no qual são iguais às cargas externas do maciço. Posteriormente, há a intercalação de etapas de redução das cargas por um fator β , com aplicação e ganho de resistência dos revestimentos. As etapas ocorrem conforme citadas:

- Etapa 1: cargas internas da cavidade iguais às cargas externas (β_0);
- Etapa 2: redução da carga interna por um fator β_1 ;
- Etapa 3: aplicação do revestimento primário com baixa resistência devido a sua pouca idade;
- Etapa 4: redução da carga nos nós interna por um fator β_2 ;
- Etapa 5: aumento do módulo de Young do revestimento primário aplicado na Etapa 3 devido ao processo de cura do concreto;
- Etapa 6: redução da carga nos nós interna por um fator β_3 ;
- Etapa 7: aplicação do revestimento secundário;
- Etapa 8: redução total da carga nos nós no perímetro da cavidade $\beta_4 = 1$.

O processo acima descrito é ilustrado na Figura 31.

Figura 31 – Método de redução das cargas



Fonte: (MÖDLHAMMER, 2011)

Apesar do esforço em utilizar os métodos supracitados para simular os efeitos tridimensionais dos pré-deslocamentos do maciço circundante devido à influência da frente de escavação e do tempo até a aplicação do tratamento, considerações de projetos não

foram eliminadas nas análises. Isso se deve ao fato do fator de redução serem dependentes do comportamento do material, da geometria da abertura, carregamentos, presença ou não de água, entre outros. Assim, os fatores de redução são únicos para cada caso e devem ser confirmados pela instrumentação vigente.

2.4.4 Processo de modelagem numérica

Segundo Haji (2017), a criação de um modelo no *software* de elementos finitos Abaqus é discretizada em nove módulos:

1. Part: as *parts* são responsáveis por fornecer a geometria aos objetos que compõem o modelo;
2. Property: neste módulo cria-se os materiais e definem-se as suas propriedades com base no modelo constitutivo selecionado para descrever o comportamento deste;
3. Assembly: neste módulo a posição relativa entre as geometrias definidas no módulo parts, as quais são independentes entre si, são definidas, de modo que, define-se a geometria final do problema;
4. Steps: neste módulo define-se a sequência de análise do modelo e o tipo de análise a ser realizada. A primeira etapa sempre será utilizado para determinação das condições iniciais e condições de contorno do problema;
5. Interaction: define-se as restrições e interações nos diferentes graus de liberdade entre diferentes *parts* presentes no modelo;
6. Load: utilizado para aplicação de carregamentos, condições de contorno, condições iniciais, entre outros;
7. Mesh: determinação dos parâmetros da malha de elementos finitos, isto é, tamanho e tipo dos elementos, formulação, técnicas de geração de malha, determinação do formato dos elementos, entre outros;
8. Job: realização da análise;
9. Visualization: disponível para visualização dos resultados da análise após o final desta.

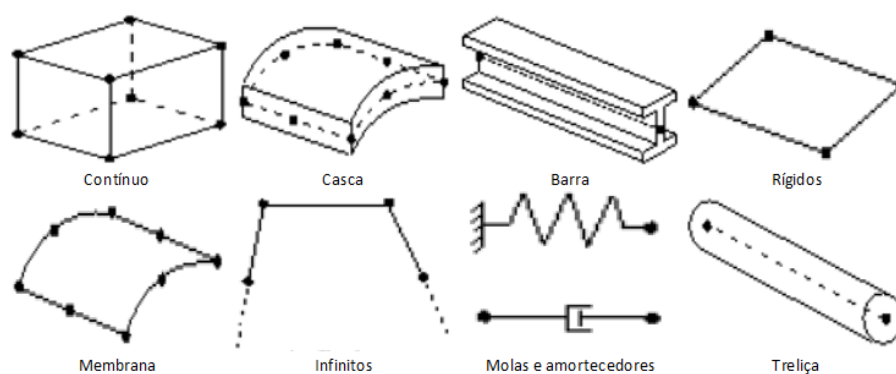
Watashi (2019) realizaram um estudo paramétrico para analisar a influência das dimensões do modelo numérico definidas com base em função do diâmetro de escavação, nos deslocamentos radiais. A comparação entre os resultados de deslocamentos radiais do modelo numérico com aqueles estimados pela solução de Kirsch foi realizada, o que permitiu concluir que a aplicação das condições de contorno a uma distância de pelo menos 10 diâmetros do centro de escavação gera resultados satisfatórios.

De acordo com Savino (2017), a aplicação de condições de contorno, restrições ou prescrições impostas às variáveis do problema nas fronteiras do domínio, são fundamentais para a solução do sistema linear em que se baseia o método. Isto se deve à especificação de como a estrutura ou o material interage com o ambiente ao seu redor. De modo que, influenciam diretamente os resultados da análise. No âmbito da engenharia de túneis, as condições de contorno mais comuns aplicam-se aos deslocamentos nas extremidades e no perímetro de escavação.

Com relação à malha dos elementos finitos, de acordo com Watashi (2019) e Haji (2017), a topologia da malha pode ser gerada no Abaqus por meio de três métodos principais: *structured*, *sweep* e *free*.

Os elementos no software Abaqus são agrupados nas seguintes propriedades: família, número de nós, graus de liberdade, formulação e integração. No tocante à família dos elementos, estas podem ser: sólidos, casca, barra, rígidos, membrana, entre outros. A Figura 32 apresenta os elementos supracitados.

Figura 32 – Família de elementos Abaqus



Fonte: Adaptado de (SIMULIA, 2016)

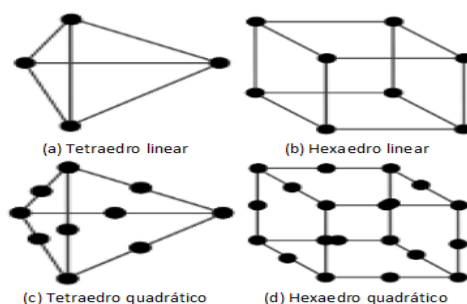
Segundo Haji (2017), elementos do tipo casca são utilizados para modelagem de elementos que possuem duas de suas dimensões muito maiores que a terceira. Já elementos do tipo sólido são utilizados para criação de elementos em 3 dimensões e são adequados para análises lineares e não lineares de problemas de plasticidade. Estes elementos possuem a propriedade de só aceitarem deslocamentos como graus de liberdade, porém não permitem rotações.

Para a modelagem do revestimento primário, Guimarães (2018) defende que a utilização de elementos sólidos apresenta resultados mais fidedignos às soluções analíticas usuais, quando em comparação com elementos do tipo casca. Na mesma linha, Augarde e Burd (2001) argumentam que elementos do tipo casca podem apresentar comportamento demasiado rígido quando envoltos por elementos contínuos devido à incompatibilidade entre as duas formulações. Desse modo, os autores recomendam a utilização de elementos contínuos para modelagem do revestimento em concreto projetado.

Outra característica considerada na escolha do tipo de elemento a ser utilizado é o formato deste, isto é, tetraédrico/triangular ou hexaédrico/retangular. Segundo o SIMULIA (2016), malhas formadas por elementos retangulares ou hexaédricos normalmente apresentam soluções com acurácia equivalente e melhores em comparação com as malhas triangulares, com menor custo computacional e melhor taxa de convergência, além de a sensibilidade à orientação da malha não ser um problema. Entretanto, malhas formadas por elementos triangulares são menos sensíveis ao formato original do elemento, enquanto os elementos quadriláteros de primeira ordem apresentam resultados melhores quando a geometria do problema é condizente com o formato deste.

Os graus de liberdade, por sua vez, representam a variável principal atuante nos nós, como rotações, deslocamentos e deformações. O número de nós tem relação com a geometria do elemento e ao modo de interpolação dos graus de liberdade dentro do domínio, visto que os graus de liberdade são calculados apenas no nós presentes no elemento. A ordem da interpolação, linear ou quadrática, é determinada pelo número de nós do elemento. Elementos com nós apenas em suas extremidades são classificados como lineares, enquanto que quando apresentam nós também nos pontos médios das arestas são classificados como quadráticos. Exemplo dos elementos supracitados são apresentados na Figura 33.

Figura 33 – Elementos de primeira e segunda ordem ABAQUS



Fonte: Adaptado de (SIMULIA, 2016)

Segundo SIMULIA (2016), elementos de segunda ordem, quando aplicados em problemas que não envolvam distorções muito pronunciadas, apresentam maior acurácia quando comparados com elementos de primeira ordem. Visto que, esses elementos são capazes de representar concentrações de tensão e geometria curvas mais eficientemente. Além disso, aponta que elementos triangulares ou tetraédricos de primeira ordem devem ser evitados em análises de tensão por apresentarem rigidez em excesso, o que resulta em uma convergência mais lenta.

A formulação matemática do elemento é utilizada para definir o comportamento deste, os quais destacam-se estado plano de tensões ou deformações (WATASHI, 2019). Por fim, a integração numérica pode ser completa ou reduzida a depender do número de pontos de integração no interior do elemento (HAJI, 2017).

A integração reduzida apresenta como vantagem em relação à integração completa o menor gasto computacional, em termos de tempo de processamento e armazenamento necessário, devido ao cálculo das deformações e tensões em um menor número de pontos, os quais possuem a característica de promover ótima acurácia. Por outro lado, o procedimento da integração reduzida pode levar a resultados de deformação superestimados, fenômeno conhecido como "hourglassing". Para solucionar este problema adota-se uma rigidez artificial adicional ao elemento.

Watashi (2019) recomendam que elementos de segunda ordem sejam utilizados em problemas que envolvam concentração de tensões. Já para problemas com grandes deformações plásticas, os autores recomendam elementos de primeira ou segunda ordem com integração reduzida.

Por fim, SIMULIA (2016) apresenta as seguintes recomendações:

1. Utilizar elementos com geometria "comportada" tanto quanto possível para aprimorar a convergência do modelo;
2. No caso de utilização de gerador de malha tetraédrica automática, deve-se optar pela utilização dos elementos C3D10.
3. É preferível a utilização de elementos hexaédricos em análises tridimensionais, visto que estes proporcionam o melhor custo benefício no quesito acurácia por custo computacional;
4. Em problemas não lineares com baixa distorções é preferível a utilização de elementos de segunda ordem com integração reduzida;
5. Utilizar elementos de segunda ordem com integração completa em regiões de concentração de tensão, a menos que o comportamento do material seja quase incompressível;

YEO *et al.* (2009) utilizou elementos de dimensões iguais aos passos de avanços utilizados na execução do túnel de modo a melhor representar a sequência executiva no modelo numérico.

No contexto de análise de tensão e deformação, dois tipos de análises podem ser considerados: (1) análise estática, em que os efeitos inerciais e comportamentos que são função do tempo são negligenciados, e (2) análises dinâmica, em que os efeitos supracitados são incorporados à análise (SIMULIA, 2016).

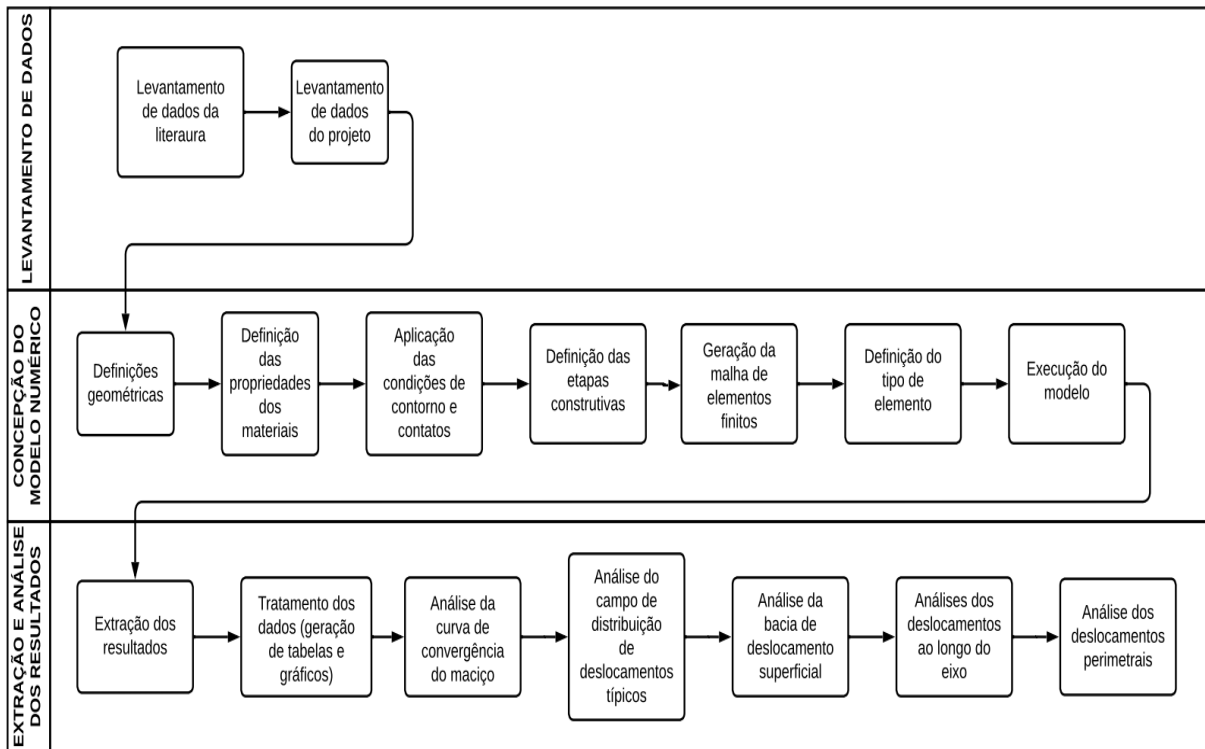
Nas seções subsequentes outros aspectos importantes à modelagem numérica serão abordados.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 METODOLOGIA DE PESQUISA

O presente trabalho utiliza modelagens numéricas para investigar a influência entre a sequência executiva de túneis nos deslocamentos do maciço terroso. Para tanto, inicialmente foram buscados dados de literatura e projeto a cerca de túneis construídos pelo método NATM. Na sequência foram definidas as geometrias básicas para a análise, as propriedades dos materiais empregados, condições de contorno e contatos, definição das etapas das análises, geração da malha, determinação do tipo de elemento e extração e análise dos resultados. A Figura 34 apresenta o diagrama da metodologia aplicada neste estudo.

Figura 34 – Diagrama da metodologia

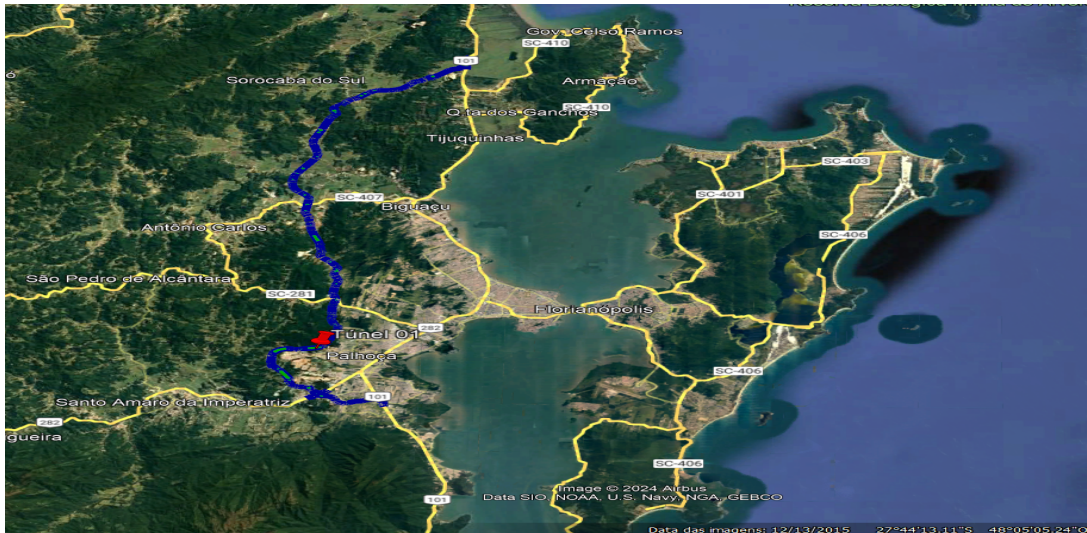


Fonte: Autor

3.2 OBJETO DE ESTUDO

O Contorno Viário de Florianópolis, apresentado na Figura 35, é uma obra de infraestrutura rodoviária de aproximadamente 50 km de extensão que atravessa quatro municípios (Biguaçu, São José, Palhoça e Florianópolis) de Santa Catarina. O objetivo da obra é desviar o tráfego de longa distância do eixo principal da BR-101 em Santa Catarina, otimizando o fluxo de veículos e melhorando a mobilidade na Grande Florianópolis.

Figura 35 – Mapa geral da obra



Fonte: Construtora Aterpa

O contorno tem o potencial de desviar entre 18 mil e 20 mil veículos diários da BR-101, proporcionando significativas reduções de tempo de viagem. Com pista dupla, a velocidade operacional de 100km/h e um design focado na fluidez, a nova via promete reduzir o tempo de viagem de cerca de 2 horas para aproximadamente 40 minutos.

Um destaque são os quatro túneis duplos, totalizando cerca de 7,2km de extensão de pista em pavimento rígido, com cada túnel medindo aproximadamente 900m. A construção dos túneis envolveu sete passos complexos, incluindo a abertura dos emboques, a implementação de sistemas de automação (ITS), eletrocalhas e jatos ventiladores. Cada túnel possui duas camadas de proteção, além de uma camada extra dedicada à prevenção e combate a incêndios.

Este trabalho analisa especificamente o emboque sul do túnel 01, conforme apresentado nas Figura 36a e Figura 36b. O processo construtivo e as estruturas de suporte do túnel são descritos em detalhes na Seção 3.2.1.

Figura 36 – Túnel 01



(a) Geral



(b) Emboque sul

Fonte: Construtora Aterpa

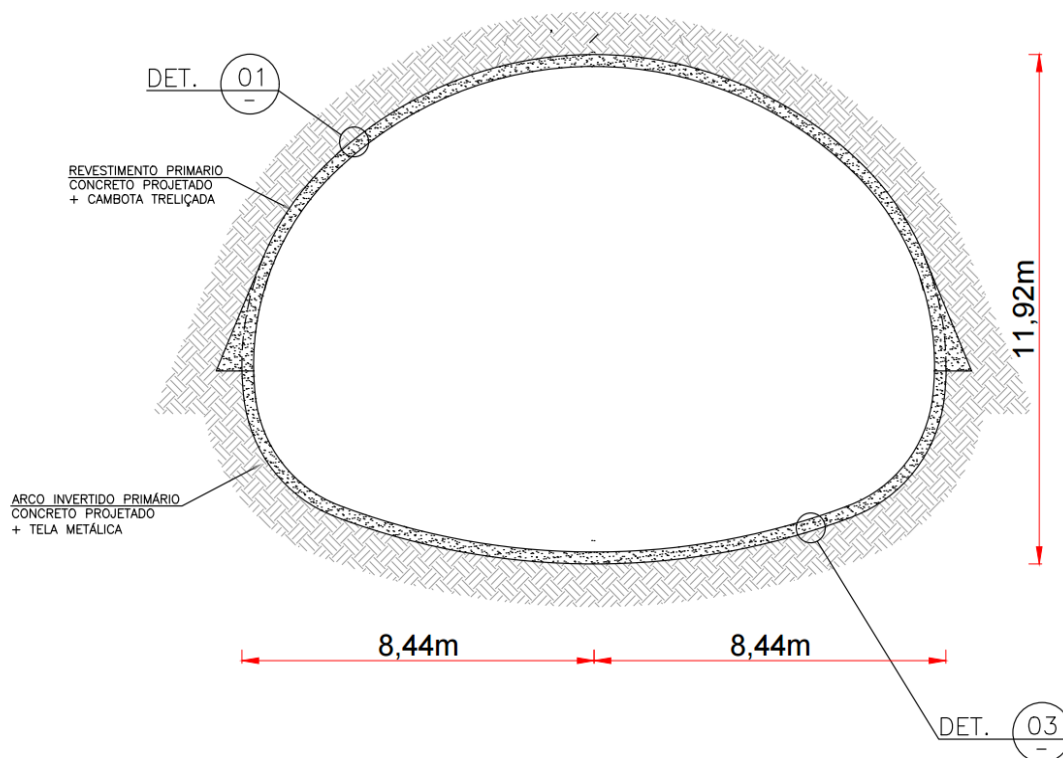
3.2.1 Túnel 01 - Projeto

As seções seguintes abordam as principais características do projeto no tocante à geometria, tratamentos, revestimentos, sequência executiva e instrumentação.

3.2.1.1 Geometria

Optou-se neste trabalho realizar a análise numérica para a seção de projeto S2, conforme apresentada na Figura 37.

Figura 37 – Seção S2



Fonte: Construtora Aterpa

3.2.1.2 Tratamentos

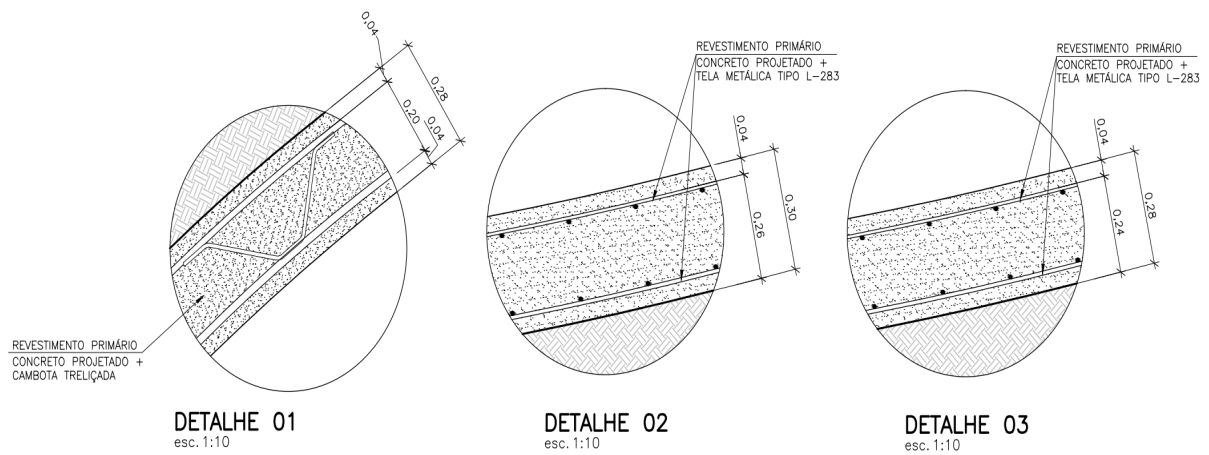
A baixa capacidade de autossustentação do maciço de solo analisado exigiu a utilização de tratamentos de teto e de frente, aliados à parcialização da seção para sua escavação. No tocante aos tratamentos de teto, foram utilizadas 51 enfilagens de 12 m cada, espaçadas 35cm entre si e injetadas com calda de cimento. Para os tratamentos de frente, foram executados pregagens em barras de fibra de vidro de 10m de comprimento em malha retangular com espaçamento de 1,2m, totalizando 33 pregagens para escavação da calota. Ambos os tratamentos foram repetidos a cada 7 avanços da escavação, com comprimento de projeto igual a 1,0m.

Para fins das análises numéricas da influência das diferentes sequências executivas no desempenho do maciço de solo, os tratamentos de teto e de frente foram desconsiderados.

3.2.1.3 Revestimentos

Os revestimentos da seção analisada são compostos de concreto projetado, concreto moldado, cambotas e telas metálicas. O revestimento primário da seção S2 é composto por 28cm de concreto projetado aliado à cambota metálica na região da calota, conforme ilustrado no Detalhe 01 presente na Figura 38. O Detalhe 02 da mesma figura apresenta o revestimento utilizado no Arco Invertido Provisório (AIP). A estrutura do arco invertido definitivo (AID) é composta por 28cm de concreto projeto aliado à tela metálica.

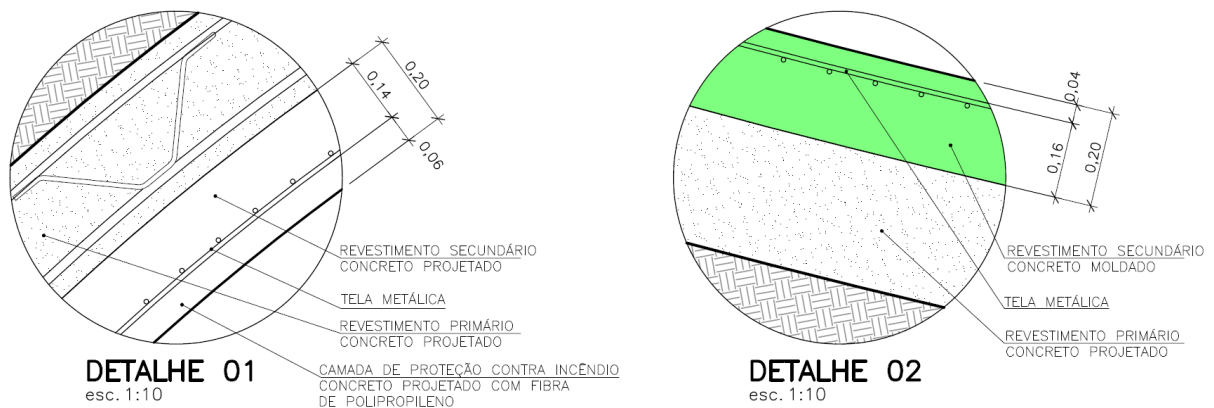
Figura 38 – Revestimento primário da seção S2



Fonte: Construtora Aterpa

O revestimento secundário da calota da seção supracitada é composto por 14cm de concreto projetado, seguido de uma camada de tela metálica e por uma camada de proteção contra incêndio formada de 6cm de concreto projetado com adição de fibras de polipropileno. O revestimento secundário do AID é formado por 20cm de concreto moldado aliado à tela metálica. Os detalhes do revestimento secundário da seção S2 são apresentados na Figura 39.

Figura 39 – Revestimento secundário da seção S2



Fonte: Contrutora Aterpa

Quanto às propriedades do concreto projeto e do concreto moldado, ambos devem apresentar resistência à característica a compressão aos 28 dias não inferior a 30MPa. Para as idades de 12, 24, 48 horas e 7 dias a resistência à compressão do concreto deve ser superior a 10, 15, 20 e 25MPa, respectivamente. Neste trabalho, apenas os revestimentos em concreto foram modelados no software de elementos finitos.

As telas metálicas são compostas de barras nervuradas de aço CA-60 e apresentam diferentes bitolas conforme a seção e do elemento executado, isto é, calota, AIP, AID ou rebaixo. No projeto foram utilizadas as telas Q138, L283, Q283 e Q396.

3.3 MODELO NUMÉRICO

3.3.1 Geometria e propriedades dos materiais

Os modelos numéricos de túneis simples e duplos foram elaborados no *software* de elementos finitos ABAQUS CAE/Standart e consistem em análises bidimensionais, considerando estado de deformação plana. A profundidade do túnel, área escavada e diâmetro equivalente são 17 m, 161,29 m² e 14,33 m, respectivamente. O modelo possui dimensões aproximadas de 70m de altura por 190m de comprimento e sua geometria é composta por 3 partes, o solo, o revestimento primário e o revestimento secundário, conforme apresentado na Figura 40. Considera-se que as dimensões adotadas para o modelo numérico são adequadas para evitar qualquer influência das condições de contorno nos resultados das análises.

Figura 40 – Geometria do modelo

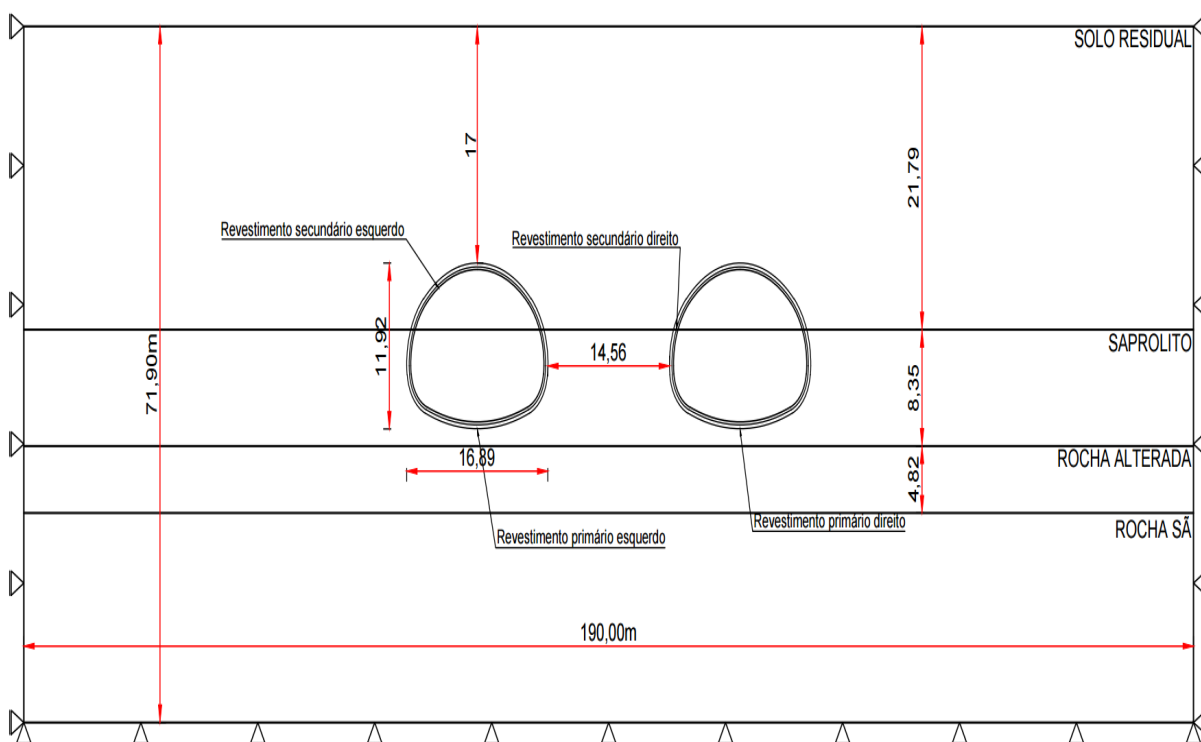


Tabela 3 – Propriedades do solo

Camada	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	ψ (°)	Coesão (kPa)	E (MPa)	k_0
Solo residual	19,00	28,50	0,00	75,00	70,00	0,52
Saprolito	21,00	36,00	6,00	100,00	155,00	0,41
Rocha alterada	23,50	42,50	12,50	275,00	750,00	0,32
Rocha sã	26,50	55,00	25,00	1050,00	6000,00	0,18

Fonte: Projeto

Tabela 4 – Propriedades do concreto

Material	γ (kN/m ³)	E (GPa)	ν	f_{ck} (MPa)
Concreto - Jovem	25,00	10,00	0,20	30,00
Concreto - Maduro	25,00	20,00	0,20	30,00

Fonte: Projeto

O túnel é escavado em solo com um perfil estatigráfico composto por 4 camadas: solo residual, solo saprolítico, rocha alterada e rocha sã, com espessuras de 21,79 m, 8,35 m, 4,82 m e 36,94 m, respectivamente. O modelo constitutivo utilizado para representar o comportamento dos materiais das quatro camadas foi o modelo Mohr-Coulomb. As propriedades dos materiais das camadas supracitadas são apresentadas na Tabela 3 e foram estabelecidos com base nos dados de projeto. O ângulo de dilatância foi determinado com base na Equação (8), considerando que o ângulo de atrito interno de estado crítico (ϕ_{ec}) é igual a 30°. Considerou-se que o nível d'água é profundo, de modo que os materiais foram modelados na condição seca.

Tanto o revestimento primário, quanto o secundário tiveram apenas a sua parte em concreto modelada. A lei constitutiva utilizada para representar tanto o comportamento do concreto projetado, quanto do concreto moldado, foi o modelo constitutivo linear elástico e as propriedades do material logo nas primeiras horas da aplicação (jovem) e após o ganho de resistência projetado (maduro) estão presentes na Tabela 4.

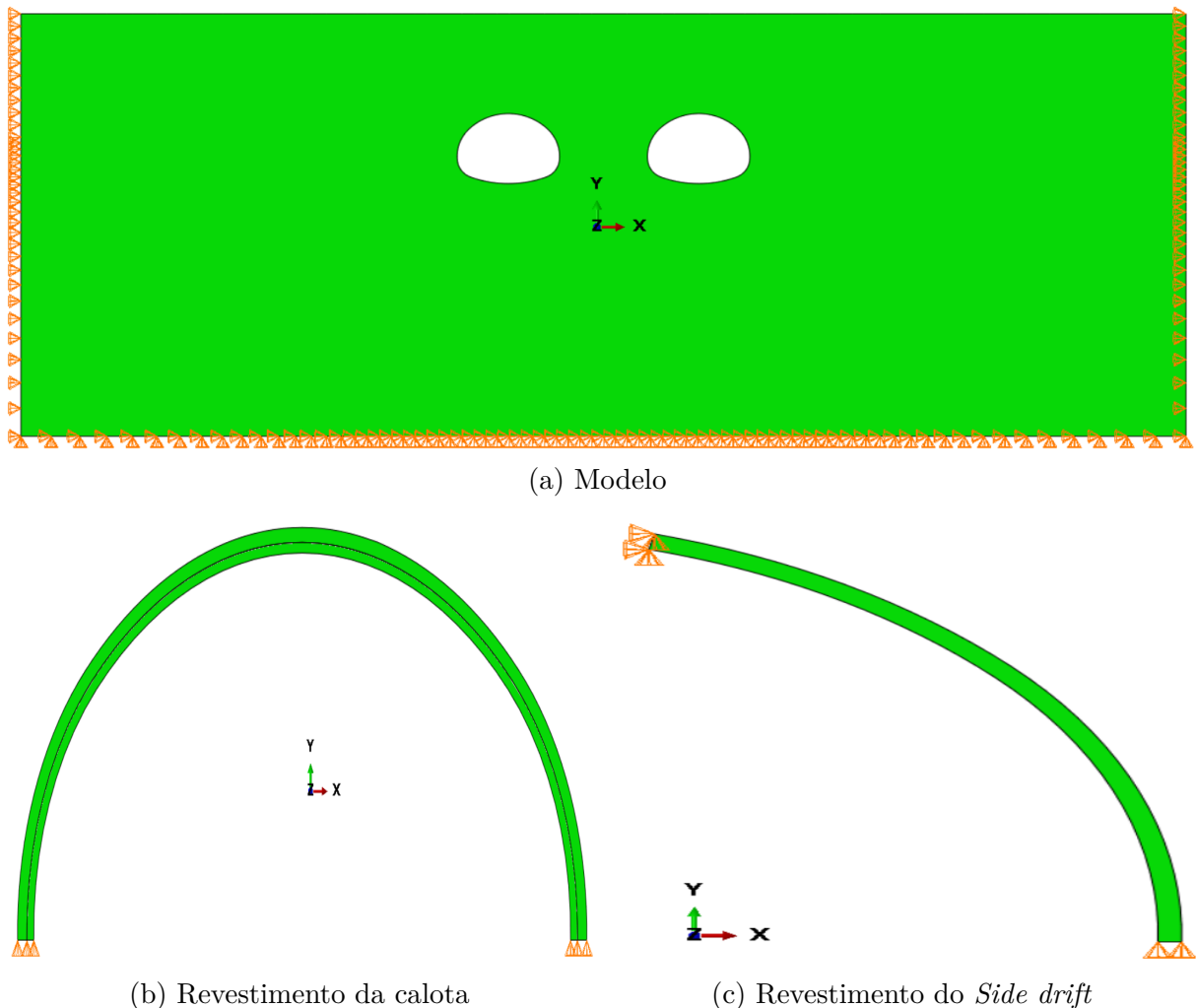
As propriedades do solo e dos revestimentos foram estabelecidos com base nos dados de projeto. Nas análises foi incluído apenas a dilatância para as camadas de solo que apresentassem ângulo de atrito superior a 30°. Desse modo, as análises apresentaram características de fluxo não associado, conforme abordado na Seção 3.2.1.

3.3.2 Condições de contorno e contatos

Foram aplicadas condições de contorno para restringir os deslocamentos nas direções U1 (horizontal) e U2 (vertical) na base do modelo, e restringir os deslocamentos na direção U1 nas laterais, conforme apresentado na Figura 41a. Nas análises que envolvem a parcialização da escavação, as condições de contorno que restringem os deslocamentos na direção U2 foram aplicadas nas bases dos revestimentos primário e secundário da calota,

, conforme apresentado na Figura 41b, do side drift (aresta inferior) e da meia seção, até a etapa de aplicação do revestimento do AID correspondente. Para o side drift, além da condição de contorno supracitada, foram aplicadas na aresta superior do elemento restrições aos deslocamentos vertical e horizontal até a etapa de aplicação do revestimento da meia seção no túnel correspondente, conforme apresentado na Figura 41c.

Figura 41 – Condições de contorno



Formulações de contato tipo TIE foram utilizadas para compatibilizar a geometria dos revestimentos com os deslocamentos ocorridos no maciço antes da inserção destes no modelo.

3.3.3 Simulação de tridimensionalidade

A simulação da escavação foi modelada por meio da redução de forças concentradas aplicadas nos nós dos elementos de solo ao redor do perímetro do túnel. A magnitude destas forças nodais, na condição geostática, foi determinada em uma análise independente, com condições de contorno que restringem os deslocamentos na direções vertical e horizontal no perímetro da escavação. As forças nodais foram transformadas em forças concentradas

e aplicadas em seus nós correspondentes. Estas forças são então reduzidas a zero ao longo das etapas para simular os efeitos de tridimensionalidade, conforme descrito na Seção 2.4.3.

O percentual de redução das forças concentradas para a aplicação dos revestimentos foi determinado a partir do estudo da curva de convergência do maciço, detalhado na Seção 4.2. Desse modo, nas etapas de escavação há a redução de 25% das forças concentradas nos nós da região a ser escavada e nas etapas de aplicação do revestimento secundário, estas forças são reduzidas a zero. Nas etapas entre a escavação do elemento e a aplicação do revestimento secundário, as cargas nodais são reduzidas linearmente. Os percentuais das forças concentradas aplicadas aos nós em cada etapa da análise são apresentados no Apêndice A.

3.3.4 Sequência de escavação e etapas da modelagem numérica

Ao todo, oito análises foram realizadas levando em consideração diferentes sequências construtivas:

- Análise 0: análise realizada com a intenção de obter a curva de convergência do maciço, que vai orientar a definição do percentual de relaxação das forças concentradas antes da execução do revestimento primário. Nessa análise, considera-se o túnel simples esquerdo e a curva de convergência foi gerada a partir dos resultados extraídos no nó localizado no topo do perímetro da escavação do túnel.
- Análise 1: considera-se escavação em seção plena em túnel simples.
- Análise 2: considera-se escavação parcializada em calota e arco invertido definitivo (AID) em túnel simples.
- Análise 3: considera-se escavação parcializada em *side drift*, meia seção e AID em túnel simples.
- Análise 4: considera-se escavação em seção plena em túnel duplo.
- Análise 5: considera-se seção parcializada em calota e AID em túnel duplo.
- Análise 6: considera-se seção parcializada em *side drift*, meia seção e AID em túnel duplo.
- Análise 7: considera-se seção parcializada em calota e AID no túnel esquerdo e *side drift*, meia seção e AID no túnel direito.

As etapas "Initial" e "Geostatic" são comuns às 8 análises. Na primeira ocorre a aplicação das condições iniciais e de contorno impostas para o início da análise. Na etapa "Geostatic" são calculadas as tensões geostáticas iniciais em todas as camadas do solo. Para garantir o equilíbrio no interior da massa do solo, foram aplicadas forças concentradas

previamente calculadas no perímetro da escavação. A variação dessas forças ao longo das etapas é governada pela função amplitude, cuja taxa de variação depende da análise a ser executada e da posição de atuação dessas forças. Assim, forças concentradas em regiões de side drift, meia seção, AID e calota apresentam reduções em taxas distintas ao longo das etapas. Além disso, na etapa "Geostatic", também foram removidas (desativados) os elementos de suporte usando a função MODEL CHANGE e posteriormente reativados nas etapas correspondentes.

As demais etapas das análises podem ser divididas em 3 grupos:

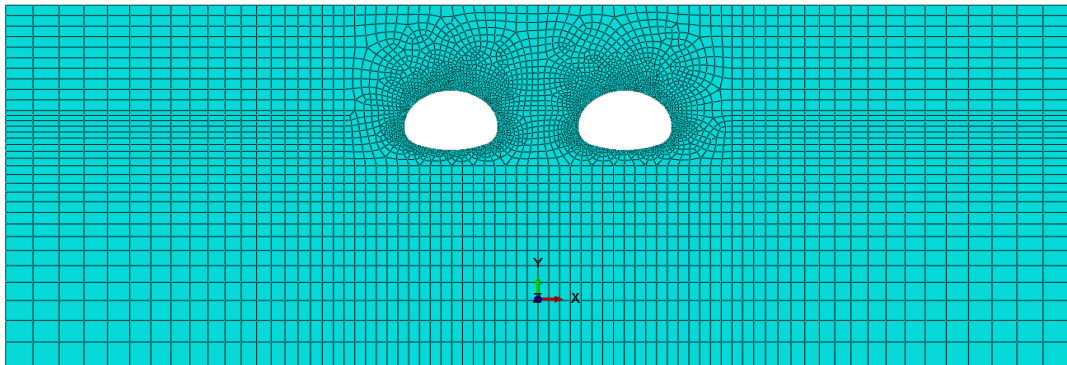
1. Escavação: nas etapas classificadas como escavação ocorre a redução inicial das forças concentradas ao longo do elemento escavado correspondente. Esta redução inicial foi definida a partir da curva de convergência do maciço, apresentada na Seção 4.2. A partir da primeira escavação de um determinado elemento na análise, a redução das forças concentradas do elemento correspondentes ocorrem de forma linear ao longo das etapas até serem zeradas na etapa de aplicação do revestimento secundário;
2. Revestimento primário: nessa etapa, são ativados os elementos do revestimento primário de interesse via MODEL CHANGE, enquanto o relaxamento das forças no elemento continuam constantes;
3. Revestimento secundário: nessa etapa, são ativados os elementos do revestimento secundário de interesse via MODEL CHANGE, enquanto as forças concentradas referentes aos elementos correspondentes à região da aplicação do revestimento secundário são anuladas ao longo da etapa.

Todas as etapas das análises foram definidas como análises estáticas, em que os efeitos inerciais e características dependentes do tempo são negligenciados. As descrições detalhadas das etapas de todas as modelagens estão presentes no Apêndice B.

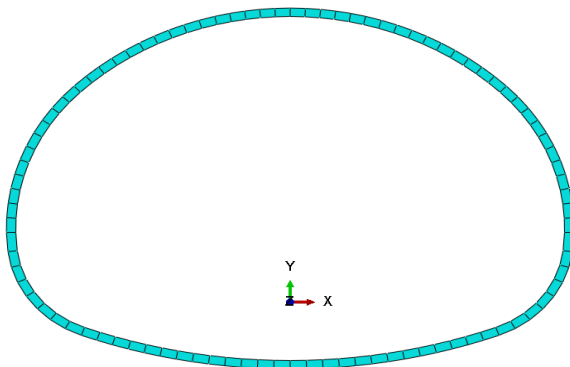
3.3.5 Malha e tipos de elementos

A geração da malha foi feita de forma independente entre as partes constituintes do modelo. A parte solo foi discretizada em elementos de menores dimensões próximo às seções de escavação e no meio delas, regiões onde são esperadas concentrações de tensões e deformações. Entretanto, as dimensões dos elementos aumentam à medida que se afastem da escavação. Os revestimentos primários e secundários foram discretizados com elementos com 30cm de comprimento e espessuras de 28cm e 20cm, respectivamente. A Figura 42 apresenta a malha das partes supracitadas.

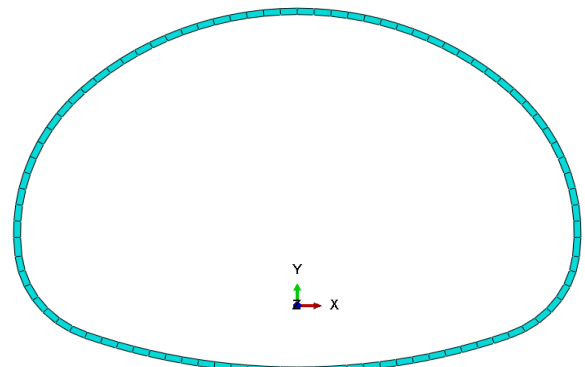
Figura 42 – Malha de elementos finitos do modelo



(a) Solo



(b) Revestimento primário



(c) Revestimento secundário

Atribui-se ao solo o elemento CPE4 e para os revestimentos o elemento CPE4I:

- CPE4: elemento quadrilátero contínuo de 4 nós, deformação plana, integração completa, interpolação de primeira ordem.
- CPE4I: elemento quadrilátero contínuo de 4 nós, deformação plana, integração completa, interpolação de primeira ordem com modo incompatível, o qual aprimora a resposta do elemento em problemas governados por esforços de flexão.

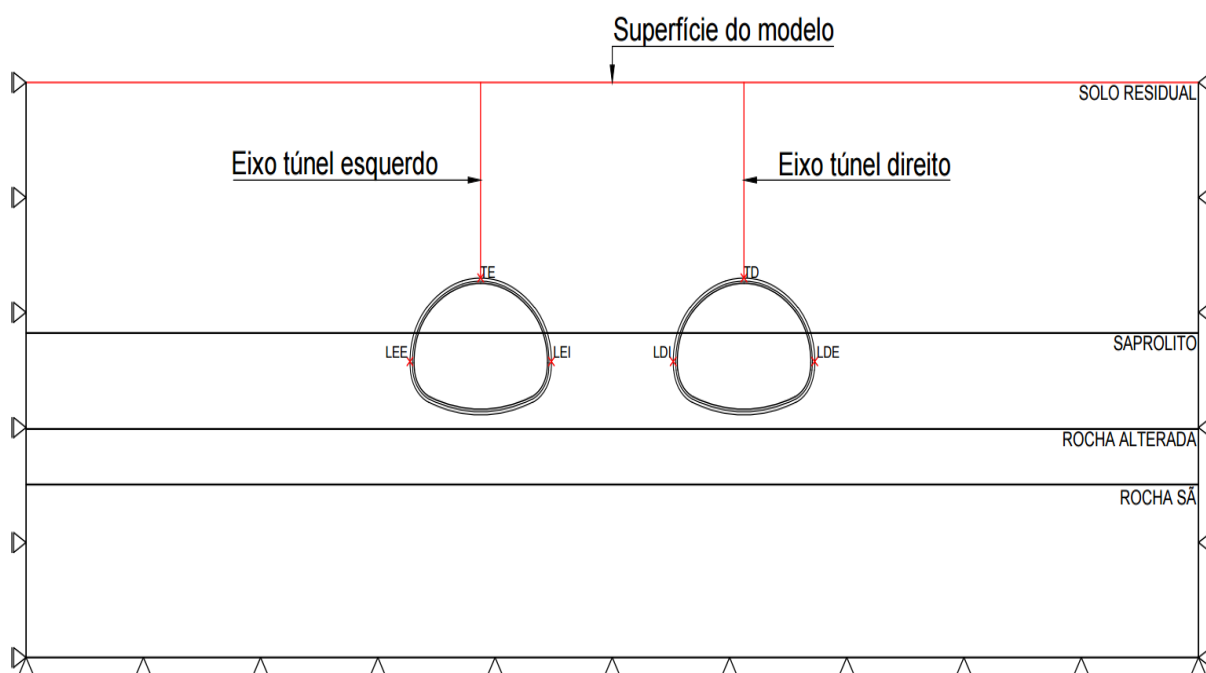
3.3.6 Extração dos resultados

A extração e análise dos resultados de deslocamento foram realizadas ao longo da superfície do modelo, do eixo dos túneis e de três nós situados no perímetro de escavação, conforme verificado na Figura 43. Escolheu-se essa forma de extração de dados por ser compatível com a instrumentação típica realizada durante a execução de túneis, isto é, marcos superficiais, tassômetros e pinos de convergência.

Em que:

- LEE: nó lateral externo do túnel esquerdo;
- TE: nó de topo do túnel esquerdo;

Figura 43 – Regiões de extração dos resultados do modelo



- LEI: nó lateral interno do túnel esquerdo;
- LDI: nó lateral interno do túnel direito;
- TD: nó de topo do túnel direito;
- LDE: nó lateral externo do túnel direito.

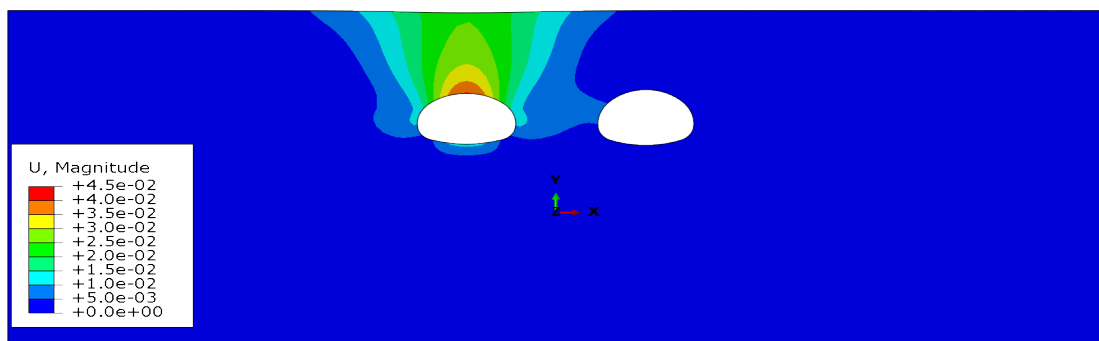
4 RESULTADOS

Nesta seção são apresentados os resultados das análises numéricas realizadas. A sequência de apresentação dos resultados inicia com uma abordagem global da distribuição típica de deslocamentos e tensões no maciço terroso. Em seguida são apresentadas as considerações referentes à análise de convergência, à bacia de deslocamento, aos deslocamentos verticais ao longo do eixo dos túneis e, por fim, são apresentados os deslocamentos perimetrais, tomando como base o nó do topo e os nós laterais.

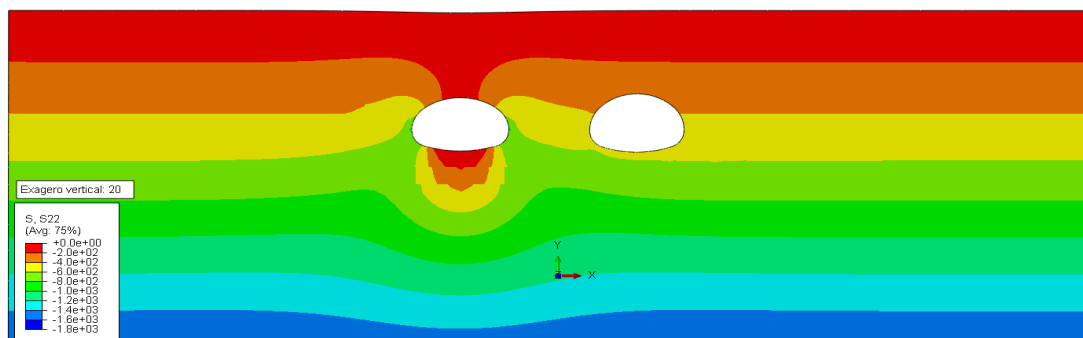
4.1 CAMPO DE DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DE DESLOCAMENTOS E TENSÕES

As distribuições espaciais típicas de deslocamento e tensões verticais para os casos de túnel simples, ao final da Análise 02, são apresentadas na Figura 44a e Figura 44b, respectivamente. Da mesma forma, as distribuições espaciais típicas de deslocamentos e tensões verticais para o caso de túnel duplo, ao final da Análise 05, são apresentadas na Figura 45a e Figura 45b, respectivamente. As distribuições espaciais de deslocamentos e tensões da análise 07, que utilizou metodologias construtivas distintas entre os túneis, está ilustrada na Figura 46a e Figura 46b, respectivamente. A distribuição espacial de deslocamentos de todas as análises encontra-se no Apêndice C.

Figura 44 – Distribuição espacial típica - Túnel Simples



(a) Deslocamentos resultantes

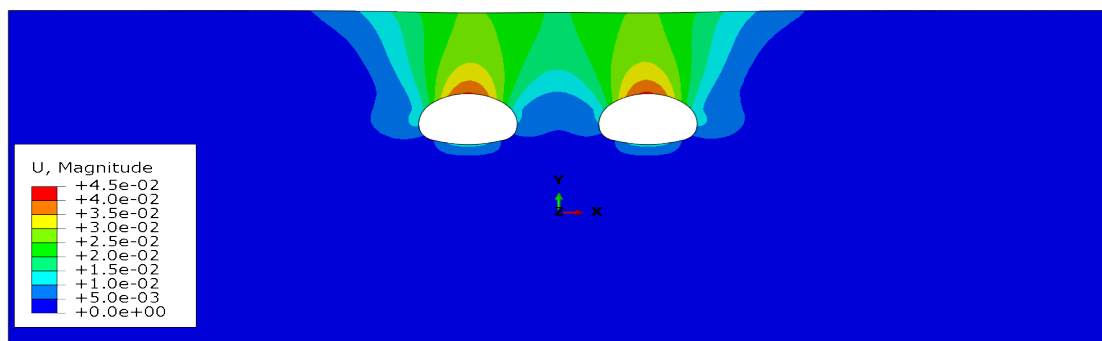


(b) Tensões verticais

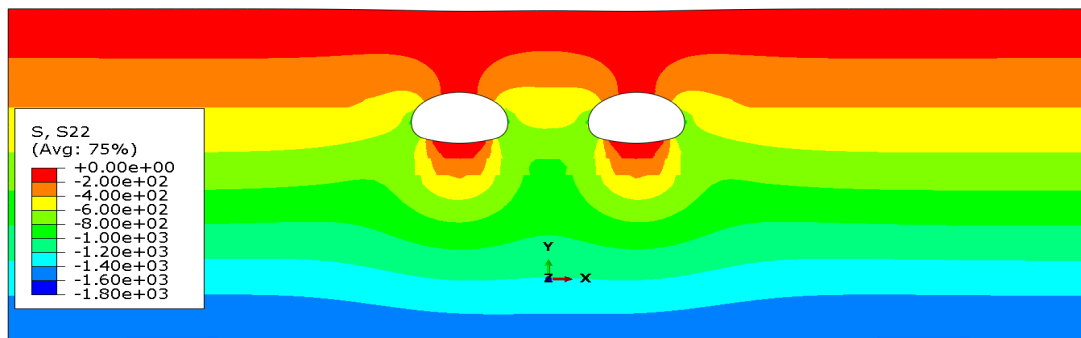
Nas análises de túneis simples e duplo, os pontos críticos de deslocamentos situam-

se no topo da calota, diminuindo com o afastamento da cavidade. Nas análises de túnel duplo, observa-se a mesma distribuição de deslocamentos e tensões em relação ao eixo de simetria do modelo. Nesse caso, os deslocamentos e tensões na região do túnel esquerdo apresentam a mesma ordem de magnitude que os da região do túnel direito. Um comportamento diferente é observado na Análise 07, onde metodologias construtivas distintas foram adotadas entre os túneis. Nesta análise, os deslocamentos no túnel esquerdo (calota e AID) foram consistentemente maiores que no túnel direito (*side drift*, meia seção e AID), conforme a Figura 46a. Os deslocamentos na base do túnel são sensivelmente menores que os na crista, devido ao túnel estar sobre uma camada de rocha alterada com propriedades mecânicas muito superiores ao solo residual e saprolítico sobreposto, conforme explicado na Seção 3.3.1.

Figura 45 – Distribuição espacial típica - Túnel duplo



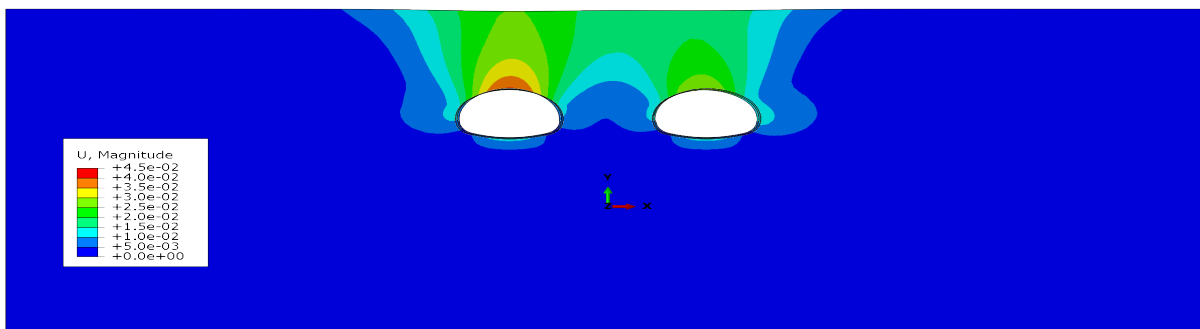
(a) Deslocamentos resultantes



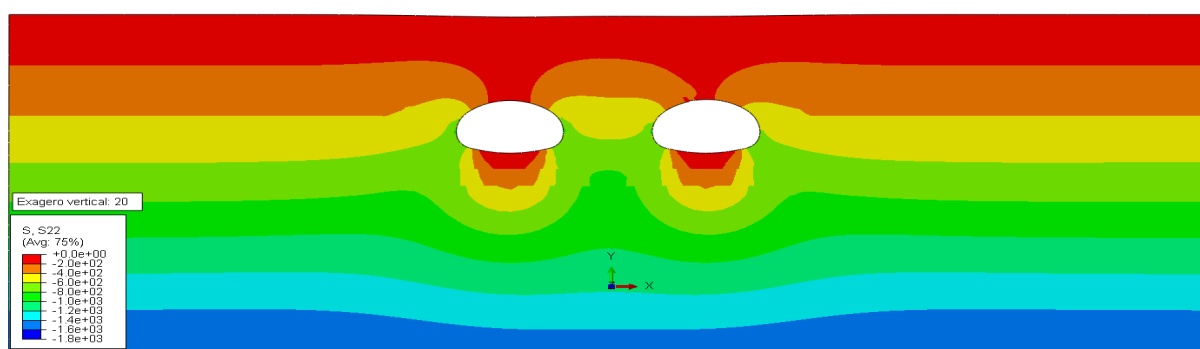
(b) Tensões verticais

Os pontos críticos de tensão vertical situam-se na crista e na base do perímetro escavado, onde há alívio de tensão vertical em ambos os casos de análise, enquanto as laterais apresentam aumento na tensão vertical, conforme a Figura 44b e Figura 45b. O mesmo comportamento foi identificado na Análise 07, contudo, o alívio de tensão foi menor no túnel com maior grau de parcialização da seção, e o aumento de tensão vertical nas laterais também foi menor. Esse comportamento está relacionado com o arqueamento de tensões provocado pela escavação do túnel.

Figura 46 – Distribuição espacial - Análise 07



(a) Deslocamentos resultantes



(b) Tensões verticais

4.2 ANÁLISE CONVERGÊNCIA DO MACIÇO

A análise de convergência do maciço foi utilizada para compatibilizar as medições obtidas em campo com os resultados das análises numéricas. O objetivo foi representar no modelo os deslocamentos oriundos dos efeitos tridimensionais da escavação. Para isso, foi determinada a curva de convergência para o nó no topo do túnel esquerdo, conforme apresentado na Figura 47. Em seguida, buscou-se o percentual de redução da carga no nó que resultasse em um deslocamento compatível ao aferido em campo no momento da chegada da frente de escavação na seção instrumentada, que, neste caso, foi da ordem de 22mm, conforme pode ser verificado na Figura 48.

Observa-se que, ao reduzir a zero a força concentrada, o nó apresenta um deslocamento total de 130,13mm. Aplicando a equação da curva de convergência, determina-se que a força concentrada no nó que resulta em um deslocamento de 20mm é igual a 79,15kN. Portanto, uma redução teórica de aproximadamente 15%. Esse percentual, definido pela curva de convergência, foi utilizado como ponto de partida para determinar o percentual de redução real, através da análise de três diferentes cenários de redução: 15%, 20% e 25%.

Considerando que a execução do túnel foi realizada na seção instrumentada em estudo, com a parcialização da seção em calota e AID, o estudo da influência do percentual de redução foi feito na análise 2 tomada como referência. Dessa forma, para as reduções de 15%, 20% e 25%, obtiveram-se deslocamentos de 12,9mm, 17,2mm e 21,5mm, respecti-

Figura 47 – Curva de convergência do maciço

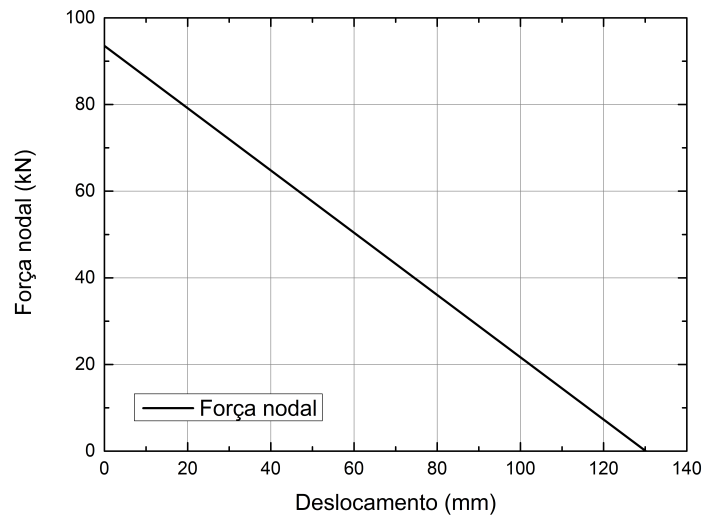
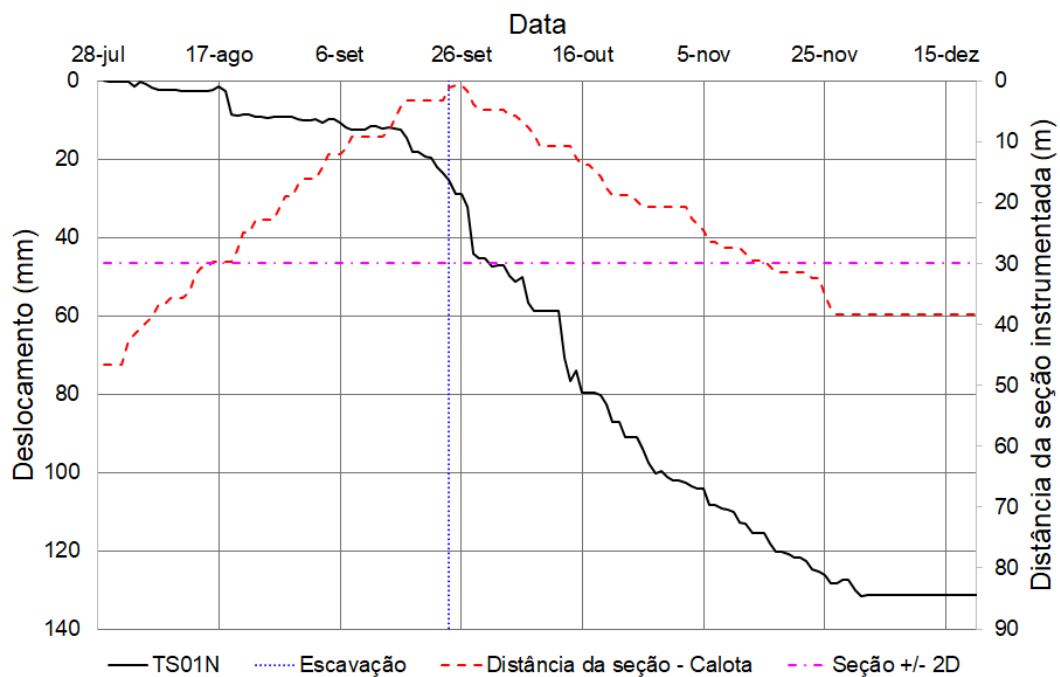


Figura 48 – Dados de instrumentação da escavação



vamente. Portanto, o percentual de redução das forças concentradas para todas as etapas de escavação das estruturas correspondentes foi estabelecido em 25%.

4.3 BACIA DE DESLOCAMENTO

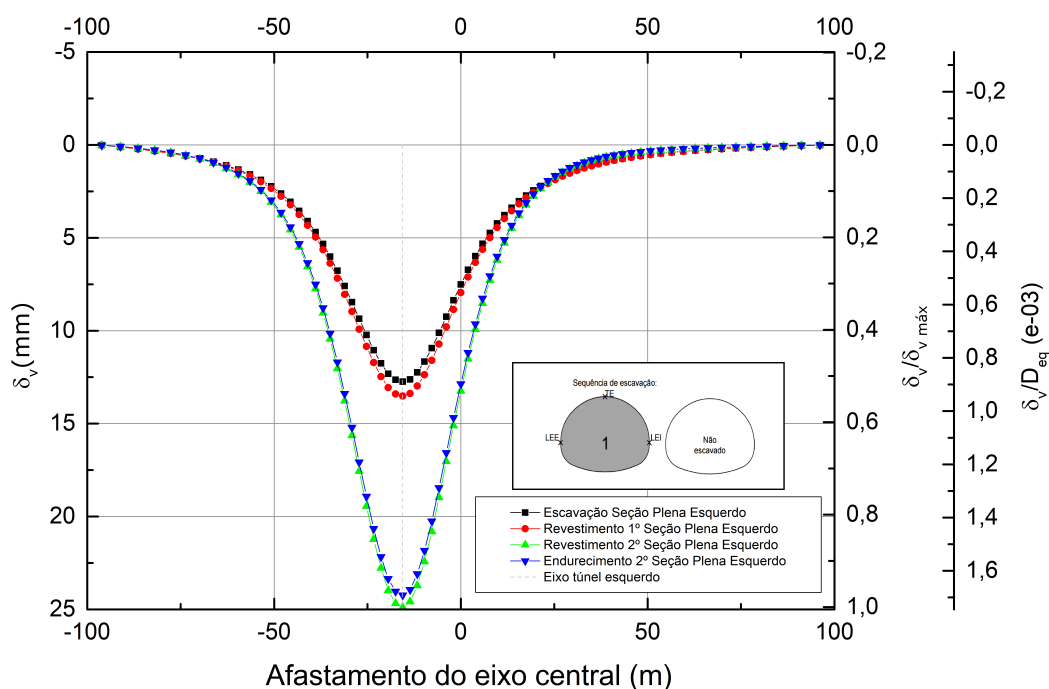
4.3.1 Túnel simples

Foram geradas bacias de deslocamento vertical da superfície do terreno para cada uma das etapas de escavação e para cada análise em termos de deslocamentos totais e normalizados. Os deslocamentos totais foram normalizados em termos de deslocamento

máximo (δ_{vmax}) e de diâmetro equivalente do túnel (D_{eq}). Os gráficos gerados são apresentados nas Figura 49 a Figura 63.

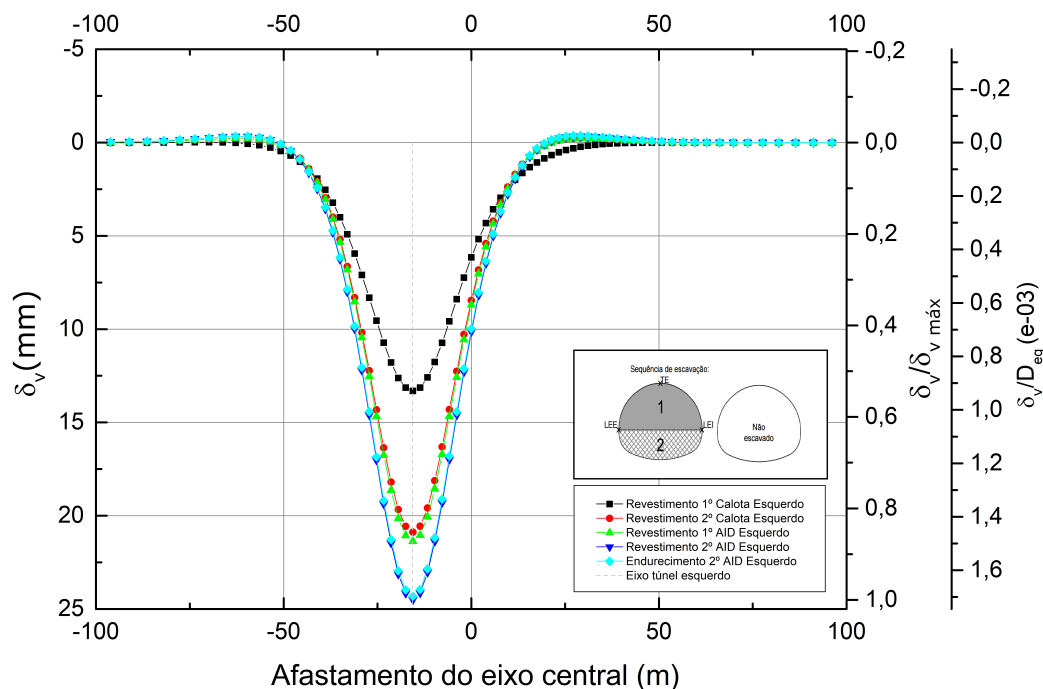
Na análise 01, conforme pode ser verificado na Figura 49, os deslocamentos máximos ocorreram durante a aplicação do revestimento secundário, atingindo 24,88 mm. Em todas as etapas, os deslocamentos máximos nas bacias de deslocamento foram observados no ponto sobre o eixo do túnel escavado. As etapas de escavação da seção plena e de aplicação do revestimento secundário foram as que mais contribuíram para os deslocamentos, representando 51,22% e 45,69% dos deslocamentos totais, respectivamente. Houve uma indicação de soerguimento do solo de 2,61% durante a etapa de endurecimento do revestimento secundário. A maioria dos deslocamentos (95%) ocorrem até um afastamento transversal de aproximadamente 50 m do eixo do túnel. Em relação ao diâmetro equivalente do túnel, o deslocamento máximo foi da ordem de 1,74mm/m.

Figura 49 – Bacia de deslocamento - Análise 01



Na análise 02, conforme pode ser verificado na Figura 50, o deslocamento máximo de 24,51 mm foi atingido no fim da etapa de aplicação do revestimento secundário do AID. A bacia de deslocamento também apresentou o máximo deslocamento no ponto sobre o eixo do túnel. As etapas que mais contribuíram para os deslocamentos foram a escavação e a aplicação do revestimento secundário da calota, com 52,68% e 30,89% das deslocamentos, respectivamente. Os deslocamentos na superfície não foram significativamente afetados pela escavação e aplicação do revestimento primário no AID. Cerca de 95% das deslocamentos ocorreram até um afastamento transversal de aproximadamente 30 m do eixo do túnel. Em relação ao diâmetro equivalente do túnel, o deslocamento máximo foi da ordem de 1,71mm/m.

Figura 50 – Bacia de deslocamento - Análise 02



Na análise 03, conforme pode ser verificado na Figura 51, os deslocamentos máximos, de 22,15 mm, ocorreram no final da etapa de aplicação do revestimento secundário do AID. A bacia de deslocamento apresentou o deslocamento máximo no eixo do túnel. As etapas que mais contribuíram para os deslocamentos foram a escavação e aplicação do revestimento primário no *side drift* e a aplicação do revestimento primário na meia seção, com 13,37%, 19,43% e 50,97% de deslocamentos em relação ao valor máximo, respectivamente. Cerca de 95% dos deslocamentos ocorreram até um afastamento transversal de aproximadamente 30 m do eixo do túnel. Notou-se que os deslocamentos na superfície não foram significativamente afetados pela escavação e aplicação do revestimento primário no AID, mas houve soerguimento do solo de 21,8% entre as etapas de aplicação do revestimento secundário da calota e do revestimento primário do AID. Em relação ao diâmetro equivalente do túnel, o deslocamento máximo foi da ordem de 1,55mm/m.

Os resultados apresentados na Figura 52 indicam que a parcialização da seção de escavação resulta em deslocamentos menores. A técnica de escavação em *side drift*, meia seção e AID (análise 03) apresentou o menor valor absoluto de deslocamento. As parcializações em duas e três etapas resultaram em deslocamento superficiais 1,5% e 10,97% inferiores em comparação à parcialização em uma etapa, respectivamente. O valor máximo de deslocamento, nas análises 02 e 03, foi atingido na etapa de aplicação do revestimento secundário do AID. Em casos em que houve a parcialização da seção, aproximadamente 80% dos deslocamentos se desenvolveram até o final da aplicação do revestimento secundário na calota. Os deslocamentos máximos superficiais em relação ao diâmetro equivalente do túnel situam-se entre 1,55 e 1,74mm/m.

Figura 51 – Bacia de deslocamento - Análise 03

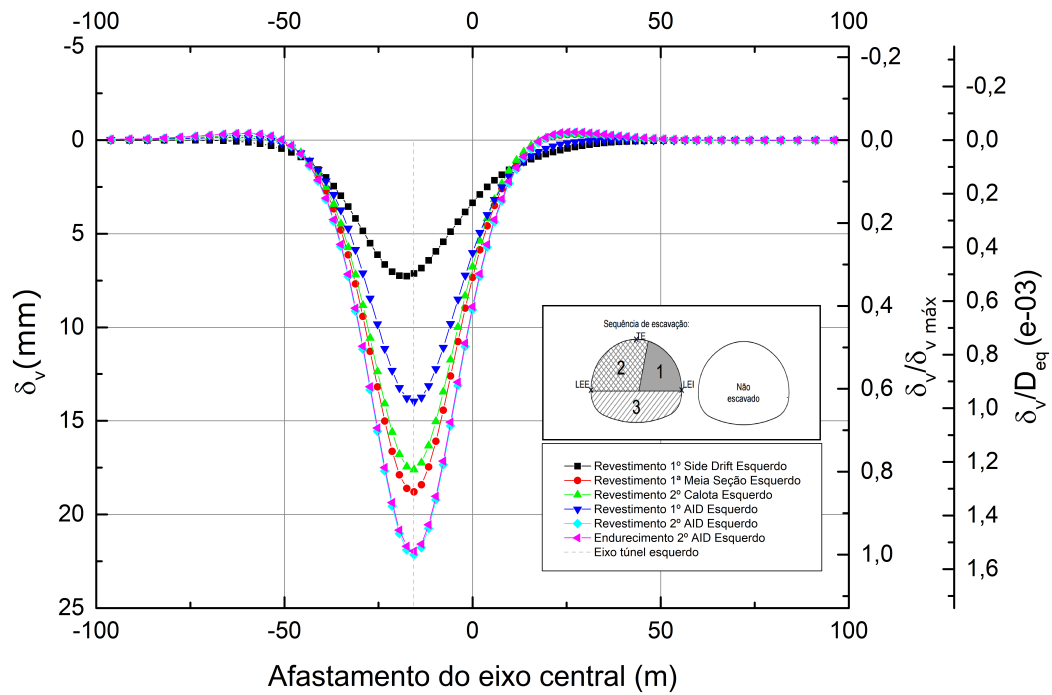
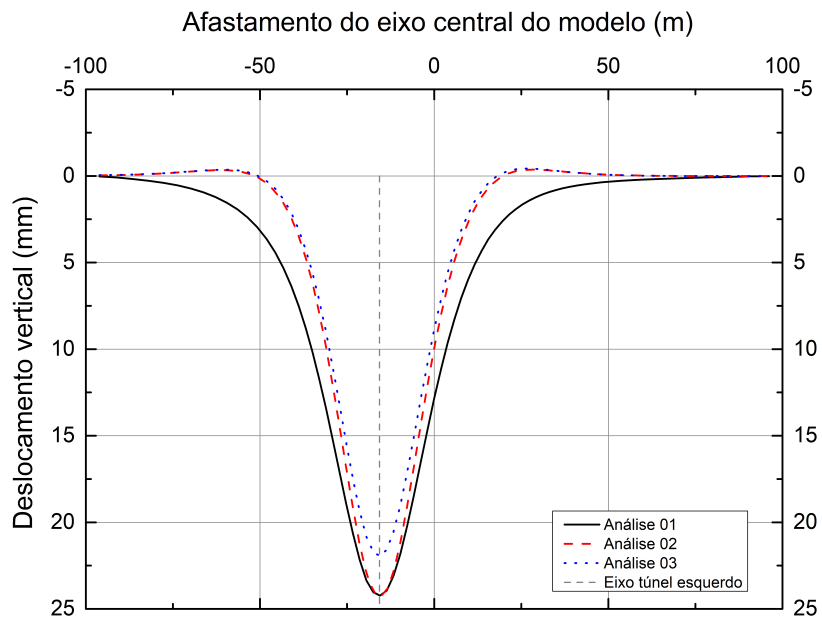


Figura 52 – Bacia de deslocamento resumo - Túnel Simples

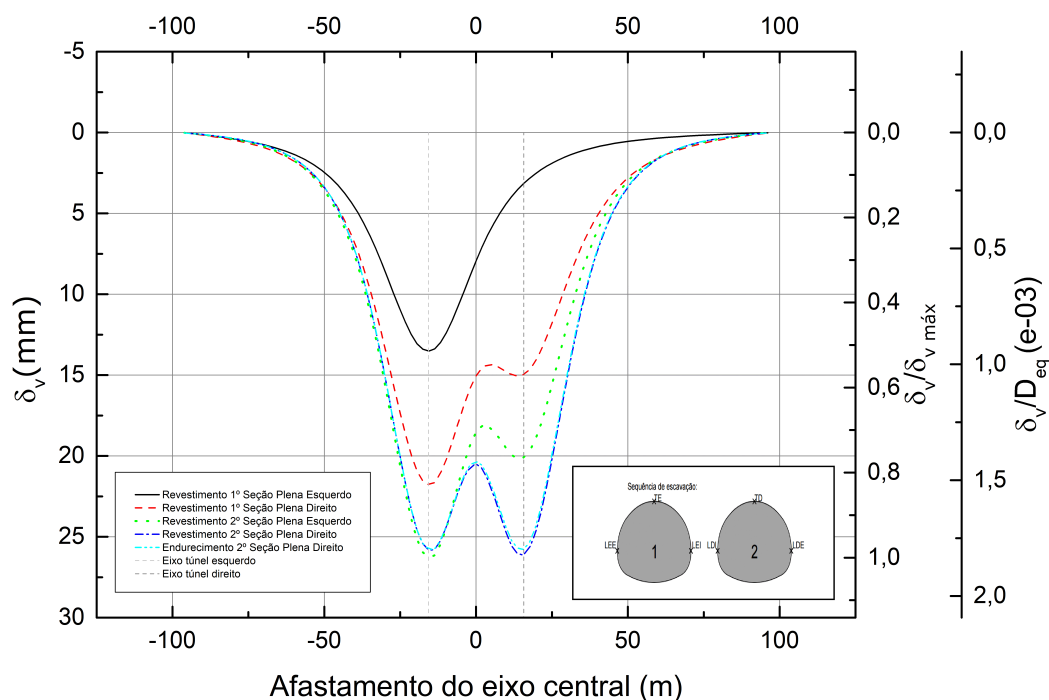


4.3.2 Túnel duplo

Foram geradas bacias de deslocamento vertical da superfície do terreno para cada uma das etapas de escavação e para cada análise em termos de deslocamentos totais e normalizados. Os gráficos gerados são apresentados da Figura 53 a Figura 57.

Na análise 04, a bacia de deslocamento final (Figura 53) apresentou simetria em relação ao eixo do modelo, com os maiores deslocamentos, da ordem de 26,29 mm, ocorrendo no final da etapa de aplicação do revestimento secundário da seção plena no túnel esquerdo. As etapas que mais contribuíram para os deslocamentos foram a escavação da seção plena esquerda e direita e a aplicação do revestimento secundário da seção plena esquerda, com 48,47%, 19,52% e 17,13% dos deslocamentos, respectivamente. Mais de 80% dos deslocamentos foram desenvolvidos até a finalização do revestimento primário do túnel direito. Cerca de 95% dos deslocamentos ocorreram dentro de um afastamento transversal de 50 m à esquerda e 62 m do eixo do modelo.

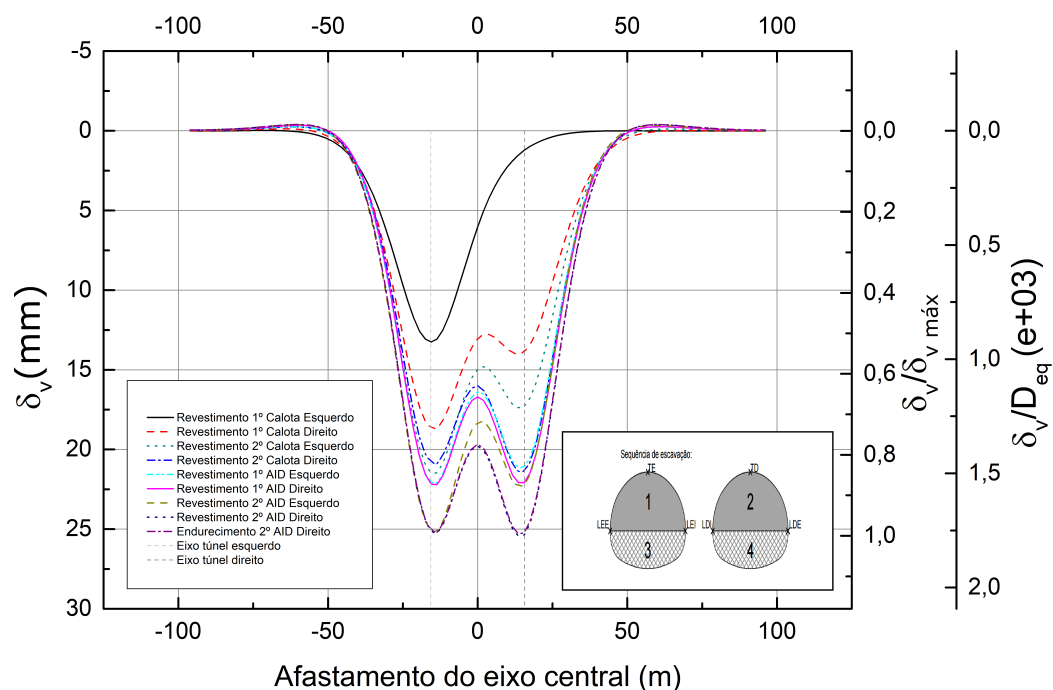
Figura 53 – Bacia de deslocamento - Análise 04



Na análise 05, a bacia de deslocamento final (Figura 54) também foi simétrica em relação ao eixo do modelo. Os maiores deslocamentos, de 25,43 mm, ocorreram no final da etapa de aplicação do revestimento secundário no AID do túnel direito. As etapas que mais contribuíram para o deslocamento foram a escavação da calota esquerda, a escavação da calota direita e a aplicação do revestimento secundário do AID esquerdo, contribuindo com 50,51%, 13,10% e 11,70% dos deslocamentos, respectivamente, totalizando cerca de 75%. Até a finalização do revestimento primário nas calotas, 73,55% dos deslocamentos já haviam se desenvolvido. Cerca de 95% dos deslocamentos ocorreram dentro de um

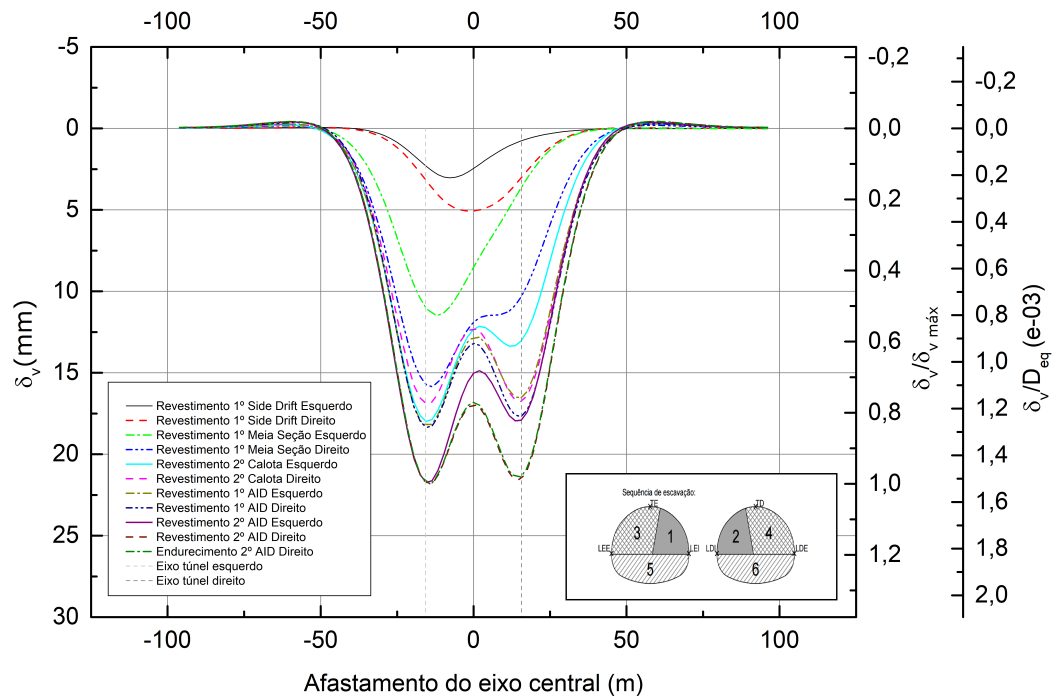
afastamento transversal de 45 m do eixo do modelo. O deslocamento máximo superficial na escavação em duas etapas foi 3,28% menor ao observado na escavação em uma etapa.

Figura 54 – Bacia de deslocamento - Análise 05



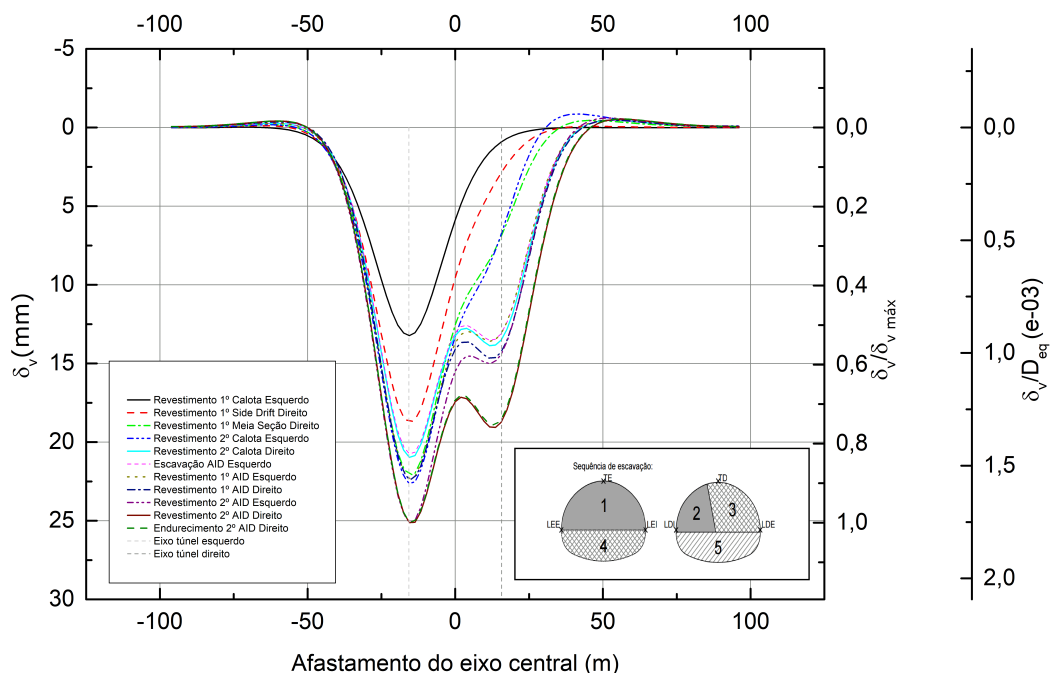
Na análise 06, a bacia de deslocamento (Figura 55) final foi simétrica em relação ao eixo do modelo, com os maiores deslocamentos, de 21,82 mm, ocorrendo no final da etapa de aplicação do revestimento secundário no AID do túnel direito. As etapas que mais contribuíram para os deslocamentos foram a escavação e revestimento primário da meia seção esquerda e a aplicação do revestimento secundário do AID esquerdo, contribuindo conjuntamente com 44,75% dos deslocamentos. Cerca de 77,43% dos deslocamentos foram atingidos até a finalização do revestimento secundário das calotas. Cerca de 95% dos deslocamentos ocorreram dentro de um afastamento transversal de 43 m do eixo do modelo. O deslocamento máximo superficial na escavação em três etapas foi 17,03% menor do que na escavação em uma etapa.

Figura 55 – Bacia de deslocamento - Análise 06



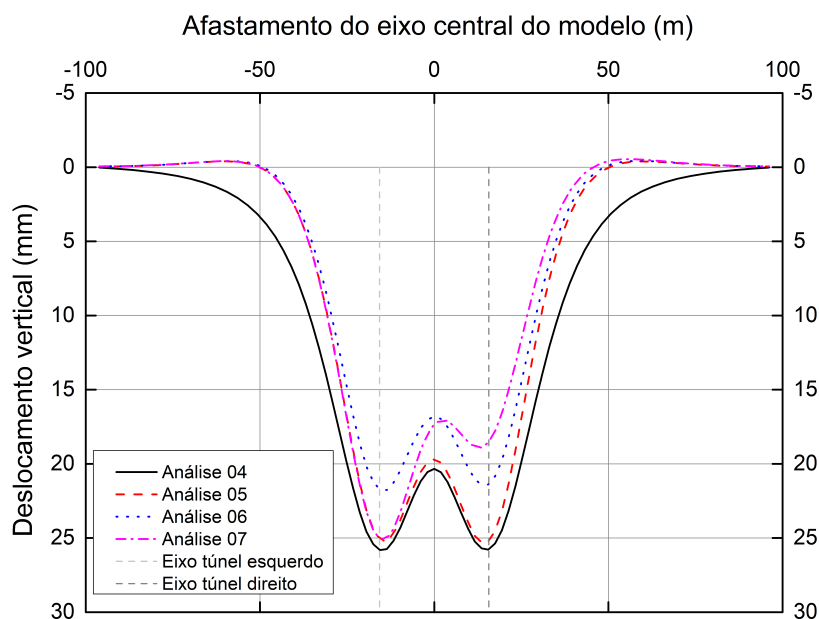
Na análise 07, a bacia de deslocamento final (Figura 56) não foi simétrica. Os maiores deslocamentos, de 25,12 mm, ocorreram na etapa de aplicação do revestimento secundário no AID do túnel direito. As etapas que mais contribuíram para os deslocamentos foram a escavação da calota esquerda, a escavação do *side drift* direito e a escavação da meia seção direita, com 51,08%, 13,54% e 12,71% dos deslocamentos, respectivamente. Até a finalização da escavação da meia seção direita, 87,38% dos deslocamentos já haviam se desenvolvido. Cerca de 95% dos deslocamentos ocorreram dentro de um afastamento transversal de 43 m à esquerda e 38 m à direita do eixo central do modelo. O deslocamento máximo superficial na escavação em três etapas foi 4,46% inferior à escavação em uma etapa.

Figura 56 – Bacia de deslocamento - Análise 07



Os resultados indicam que a parcialização da seção de escavação resulta em uma redução dos deslocamentos no solo, conforme apresentado na Figura 57. A escavação em seção plena apresentou os maiores valores absolutos de deslocamento, com aproximadamente 50% dos deslocamentos ocorrendo na primeira etapa de escavação. A análise 06 apresentou os menores valores máximos de deslocamentos superficiais. Considerando o instante em que o revestimento primário da calota de ambos os túneis foi finalizado, as análises 05 e 06 apresentaram cerca de 73% do deslocamento máximo desenvolvido, enquanto a análise 07 apresentou cerca de 88%. As bacias de deslocamento nas análises 04, 05 e 06 mostraram simetria em relação ao eixo central do modelo, com deslocamentos ligeiramente maiores no lado esquerdo, que foi o primeiro túnel a ser escavado. Mesmo a análise 07, com metodologias construtivas distintas para cada túnel, mostrou um certo grau de simetria, embora com diferenças de deslocamento mais pronunciadas entre os lados, ainda menores que 1 cm.

Figura 57 – Bacia de deslocamento resumo - Túnel Duplo

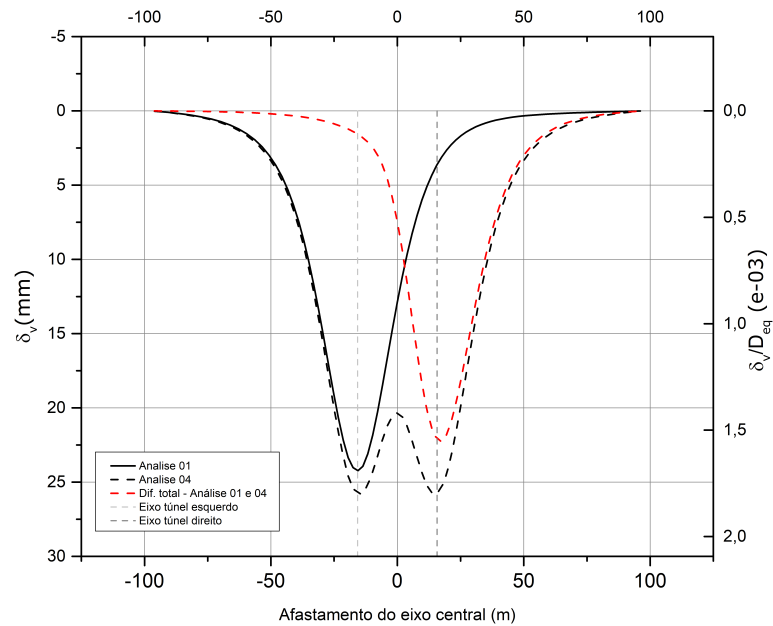


4.3.3 Influência entre frentes de escavação

Esta seção avalia a influência da escavação do segundo túnel (direito) nos deslocamentos ao longo do modelo, especialmente no que diz respeito à bacia de deslocamento. Para isso, tomam-se como base os deslocamentos finais da análise verificados para os casos de túnel simples e comparam-se com as bacias de deslocamento em túnel duplo para o caso correspondente. Assim, as bacias de deslocamentos finais são comparadas, sempre tomando como referência o valor de deslocamento final da análise para o caso correspondente de túnel simples, para os seguintes conjuntos: análises 01 e 04, análises 02 e 05, análises 02 e 07. Compara-se também a influência das análises 05 e 07 entre si e, por fim, comparam-se as análises 03 e 06.

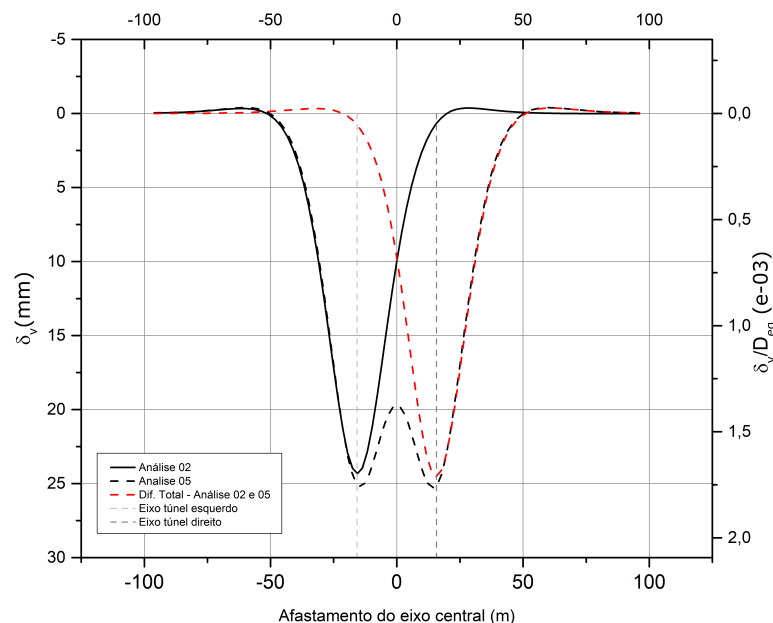
Para o caso das análises 01 e 04, a escavação do túnel direito na análise 04 causou um aumento total no deslocamento no ponto superficial sobre o eixo do túnel esquerdo de 1,6 mm, representando um aumento percentual de 7%. A influência do túnel direito foi significativa, com um aumento percentual no deslocamento vertical no ponto superficial sobre o eixo do modelo de 58%, conforme pode ser verificado na Figura 58. A partir de uma distância de 25 m à esquerda do eixo do túnel direito, o túnel direito começou a contribuir mais significativamente para os deslocamentos totais, com uma contribuição superior a 10%.

Figura 58 – Comparação bacia de deslocamento - Análise 01 e 04



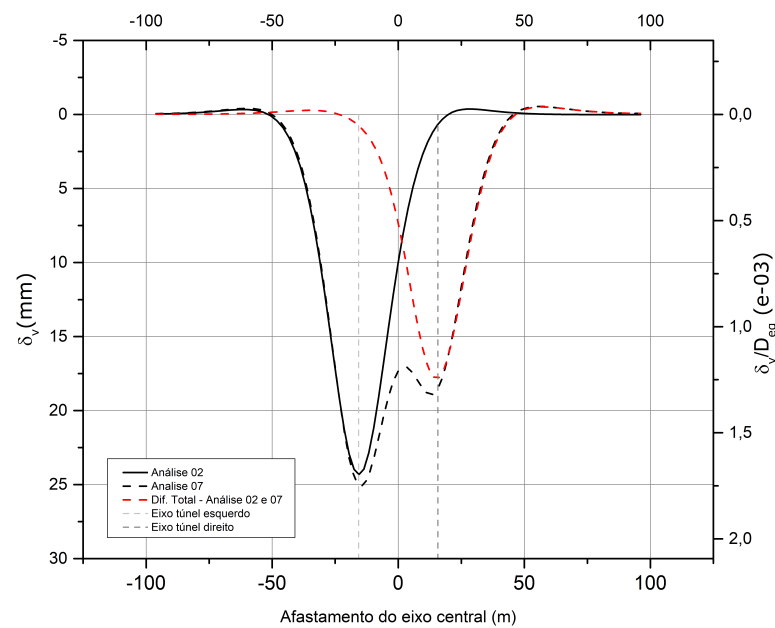
Na comparação entre as análises 02 e 05, apresentada na Figura 59, a escavação do túnel direito causou um aumento total de deslocamento no ponto superficial sobre o eixo do túnel esquerdo de 0,8 mm, um aumento de 3%. No ponto superficial sobre o eixo do modelo, houve um aumento de 97%, com um deslocamento adicional de 9,71 mm. Dentro da projeção do raio do túnel (14,33 m) na superfície, os deslocamentos aumentaram de 0 mm a 2,60 mm, com aumentos percentuais de até 12% no limite interno do túnel esquerdo, que dista aproximadamente 8m do eixo do modelo.

Figura 59 – Comparação bacia de deslocamento - Análise 02 e 05



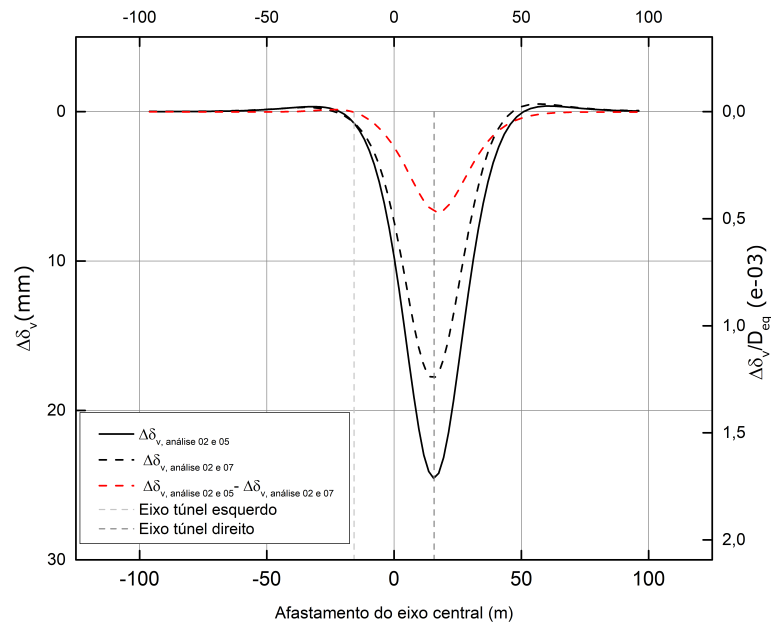
Comparando as análises 02 e 07, de acordo com a Figura 60, a escavação do túnel direito na análise 07 causou um aumento total de deslocamento no ponto superficial sobre o eixo do túnel esquerdo de 0,77 mm, um aumento de 3%. No ponto superficial sobre o eixo do modelo, houve um aumento de 74%. Dentro da projeção do raio do túnel na superfície, os aumentos de deslocamentos totais foram de 0,13 mm a 2,06 mm, com aumentos de até 10% no limite interno do túnel esquerdo, que dista aproximadamente 8m do eixo do modelo.

Figura 60 – Comparação bacia de deslocamento - Análise 02 e 07



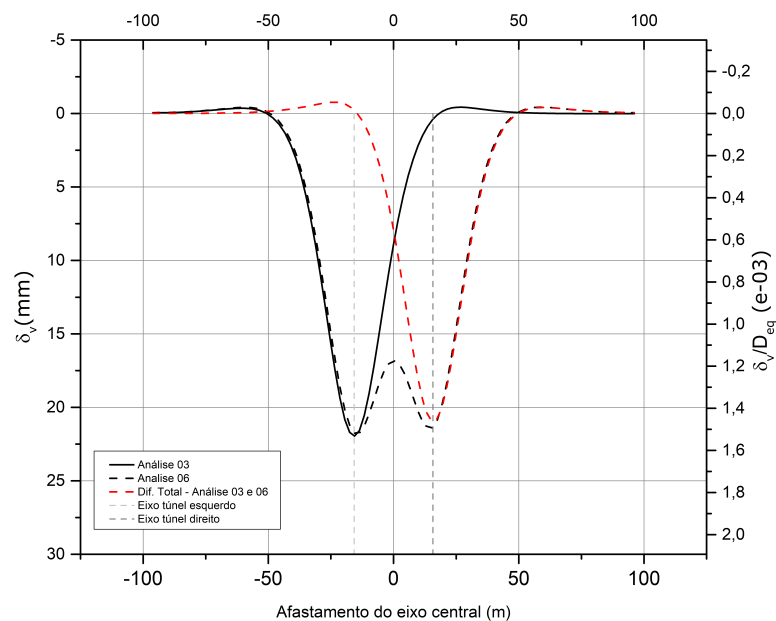
A comparação entre as análises 05 e 07, apresentada na Figura 61, revelou que a análise 07 apresentou deslocamentos adicionais no eixo do túnel esquerdo cerca de 5% superiores aos observados na análise 05. Enquanto no eixo do modelo, os deslocamentos na análise 07 foram 24% inferiores em comparação aos da análise 05. A diferença entre os deslocamentos oriundos da escavação do túnel direito apresentam influência mais sensível a partir do eixo do modelo em direção ao túnel direito, conforme pode ser identificado na Figura 61.

Figura 61 – Comparação entre a influência das análises 05 e 07 na análise 02



Por fim, na comparação entre os resultados dos deslocamentos finais da modelagem para as análises 03 e 06 apresentada na Figura 62, observa-se que a escavação do túnel direito provocou um soerguimento do solo no eixo do túnel esquerdo de -0,20 mm, reduzindo o deslocamento vertical no ponto superficial sobre o eixo do túnel esquerdo em 1%. No entanto, houve um aumento de 89% no deslocamento vertical no ponto superficial sobre o eixo do modelo. O túnel direito causou aumentos de deslocamentos totais na superfície superiores a 14% em toda a área superficial, com aumentos entre 14% e 28% dentro da projeção do raio do túnel na superfície.

Figura 62 – Comparação bacía de deslocamento - Análise 03 e 06



Em todas as comparações, a escavação do túnel direito mostrou-se influente nos deslocamentos do túnel adjacente. Observou-se que, em geral, os aumentos de deslocamento variaram de 3% a 7% no ponto superficial sobre o eixo do túnel esquerdo. Comparando as análises 05 e 07, foi evidente que a análise 07 apresentou uma menor influência nos deslocamentos em relação à análise 05. Notavelmente, a análise 03 foi a única a mostrar um soerguimento do solo, destacando uma interação complexa entre os túneis duplos. Em resumo, a escavação de um túnel direito aumentou significativamente os deslocamentos, especialmente perto do eixo do túnel direito, com variações mais intensas dependendo da metodologia de escavação empregada e do afastamento transversal do eixo do segundo túnel.

4.3.4 Análise dos resultados

Conforme verificado por Karakus e Fowell (2003), os resultados, sumarizados na Tabela 5, demonstram que diferentes metodologias construtivas resultam em perfis variados de deslocamento superficial. Especificamente, as análises em *side drift* apresentaram deslocamentos inferiores às análises que utilizaram a estratégia de escavação composta por calota e AID, tanto para túneis simples quanto duplos, corroborando os resultados obtidos por Mirsepahi, Nayeri, Mirhosseini *et al.* (2021), Aghajari, Dehghan e Lajevardi (2024) e Wang *et al.* (2018).

A geometria da bacia de deslocamento de todas as análises demonstra que o deslocamento é função da etapa de execução e do afastamento transversal do eixo do túnel. Este resultado é consistente com as observações de França (2006), Vitali, Celestino e Bobet (2022) e YEO *et al.* (2009). Além disso, os resultados numéricos confirmam que a parcialização da seção de escavação é efetiva na redução dos deslocamentos superficiais, em concordância com as observações de Vitali, Celestino e Bobet (2022) e Karakus e Fowell (2003).

Em todas as análises, a escavação em túnel duplo resultou em um aumento dos deslocamentos superficiais ao longo da área de influência em comparação com a bacia de deslocamento de um túnel simples, conforme observado por Do Ngoc *et al.* (2022) e Mirsepahi, Nayeri, Mirhosseini *et al.* (2021). Entretanto, nas bacias de deslocamento das análises em túnel duplo, foram observados dois picos de deslocamento, ambos sobre o eixo dos túneis correspondentes. Este comportamento contrasta com os resultados obtidos por Dibavar, Ahmadi e Davarpanah (2019), onde, para a distância de dois diâmetros entre os túneis, a bacia de deslocamento apresentou apenas um pico de deslocamento localizado no ponto médio entre os túneis. Esta discrepância pode ser atribuída à diferença entre as propriedades dos materiais envolvidos nas análises, conforme discutido em Ağbay e Topal (2020), distância entre os túneis e propriedades geométricas da seção.

Tabela 5 – Resumo análises bacía de deslocamentos no final da última etapa de análise

Análise ¹	1	2	3	4	5	6	7
Topologia	Simétrica	Simétrica	Simétrica	Simétrica	Simétrica	Simétrica	δ_v esq > δ_v esq
Local do δ_{vmax} superficial	Eixo túnel esquerdo	Eixo túnel esquerdo	Eixo túnel esquerdo	Eixo túnel esquerdo	Eixo túnel direito	Eixo túnel esquerdo	Eixo túnel esquerdo
Dist. do eixo com $\delta_v > 5\% \delta_{vmax}$² (m)	Esquerdo 47,00	Esquerdo 27,00	Esquerdo 28,00	Esquerdo 62,00	Esquerdo 44,00	Esquerdo 43,00	Esquerdo 44,00
	Direito 43,00	Direito 29,00	Direito 27,00	Direito 62,00	Direito 44,00	Direito 43,00	Direito 39,00
δ_{vmax} superficial	Valor (mm) 24,88	Valor (mm) 24,51	Valor (mm) 22,15	Valor (mm) 26,29	Valor (mm) 25,43	Valor (mm) 21,82	Valor (mm) 25,12
	Redução %³ 0,00%	Redução %³ 1,51%	Redução %³ 10,98%	Redução %³ 0,00%	Redução %³ 3,28%	Redução %³ 17,03%	Redução %³ 4,46%
δ_{vmax}/D_{eq} (mm/m)	1,74	1,71	1,55	1,83	1,77	1,52	1,75

NOTAS

¹ As comparações de deslocamentos foram realizadas separadamente entre as análises em túnel simples e duplo

² Em relação ao eixo do túnel esquerdo para as análises 1, 2 e 3, e eixo do modelo para as análises 4, 5, 6 e 7

³ Em relação ao δ_{vmax}

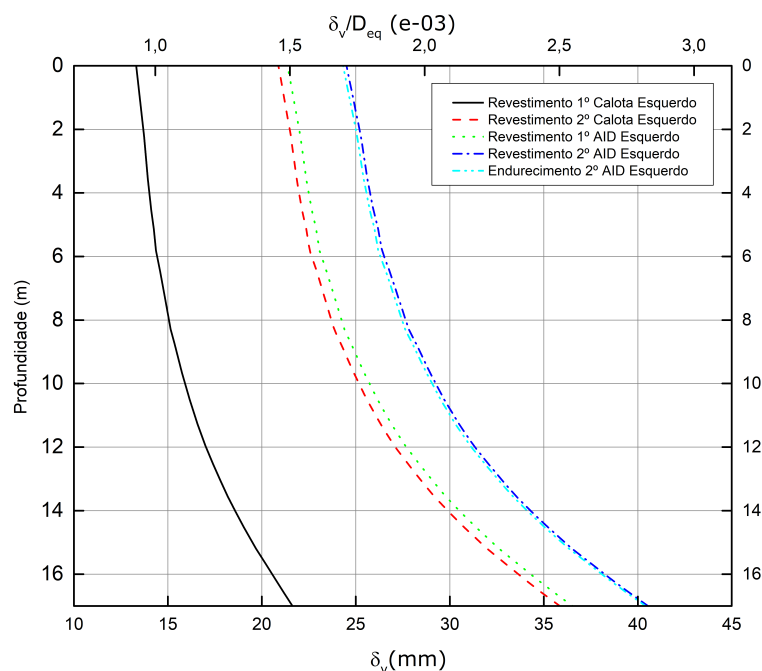
4.4 DESLOCAMENTO VERTICAL AO LONGO DO EIXO

4.4.1 Túnel simples

Os resultados dos deslocamentos verticais ao longo do eixo do túnel apresentam comportamento similar para as três análises (análises 1, 2 e 3). Por conta disso, apenas o gráfico referente à evolução dos deslocamentos ao longo das etapas de escavação da análise 02 é apresentado, apesar dessa seção incluir a interpretação dos gráficos das três análises.

Desse modo, conforme pode ser verificado na Figura 63, a taxa de variação dos deslocamentos é função da profundidade e da etapa de escavação. De modo que, essa variação apresenta comportamento não linear. Quanto aos deslocamentos máximos normalizados em função do diâmetro equivalente, observa-se um aumento de 1,53mm/m para 2,82mm/m da superfície do terreno até o topo do túnel.

Figura 63 – Deslocamento vertical eixo - Análise 02



Os efeitos da redução das cargas nodais no perímetro de escavação na análise 01, resultaram em um deslocamento de 20,75 mm no topo do túnel e 12,74 mm na superfície do terreno. No final da modelagem, os deslocamentos do maciço foram aproximadamente duas vezes superiores aos observados na primeira fase de escavação. Na primeira etapa, o deslocamento no topo do túnel foi de 50% do deslocamento máximo ao longo do eixo do túnel, enquanto na superfície foi de 31%. Os deslocamentos máximos na superfície foram 39% inferiores aos deslocamentos no topo do túnel. Ao longo das etapas, os deslocamentos na superfície foram entre 38% e 30% inferiores aos deslocamentos no topo do túnel. Em relação ao diâmetro equivalente do túnel, o deslocamento máximo na superfície e no topo do túnel foi da ordem de 1,69mm e 2,80mm de deslocamento vertical por metro de

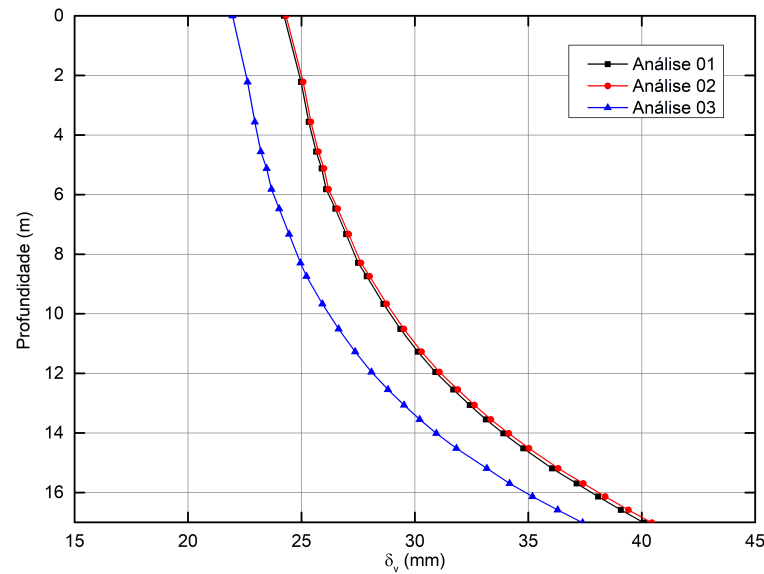
diâmetro, respectivamente.

Os efeitos da redução das cargas nodais no perímetro de escavação na análise 02 resultaram em um deslocamento de 20,92 mm no topo do túnel e 12,91 mm na superfície do terreno, conforme pode ser verificado na Figura 63. No final da modelagem, os deslocamentos no topo do túnel foram 1,93 vezes superiores aos da primeira fase de escavação (calota), e na superfície foram 1,88 vezes superiores. Na primeira etapa, o deslocamento no topo do túnel foi de 51,53% do deslocamento máximo aferido neste posto, enquanto na superfície foi de 61,7% do deslocamento máximo aferido neste ponto. A distribuição dos deslocamentos ao longo do eixo não é linear, com a taxa de variação dos deslocamentos crescendo com a profundidade e as etapas construtivas. Na segunda etapa (escavação do AID), 85,43% dos deslocamentos no topo do túnel foram mobilizados. Os deslocamentos máximos na superfície foram em média 40% inferiores aos deslocamentos no topo do túnel. Ao longo das etapas, os deslocamentos na superfície variaram entre 38,3% e 42,0% inferiores aos deslocamentos no topo do túnel. Em relação ao diâmetro equivalente do túnel, os deslocamentos máximos na superfície e no topo do túnel foram da ordem de 1,70mm/m e 2,82mm/m, respectivamente

Os efeitos da redução das cargas nodais no perímetro de escavação na análise 03 resultaram em um deslocamento de 2,63 mm no topo do túnel e 2,24 mm na superfície do terreno. Ao final da modelagem, os deslocamentos no topo do túnel foram 14,2 vezes superiores aos da primeira fase de escavação, e na superfície foram 9,79 vezes superiores. Na primeira etapa, o deslocamento no topo do túnel foi de 7% do deslocamento máximo, enquanto na superfície foi de 6%. A distribuição dos deslocamentos ao longo do eixo não é linear, com a taxa de variação dos deslocamentos crescendo com a profundidade e as etapas construtivas. Na segunda etapa (escavação da meia seção), 33% dos deslocamentos no topo do túnel foram mobilizados, e na terceira etapa (escavação do AID), 82% dos deslocamentos no topo do túnel já tinham sido mobilizados. Os deslocamentos máximos na superfície foram em média 39,42% inferiores aos deslocamentos no topo do túnel. Ao longo das etapas, os deslocamentos na superfície foram entre 14,83% e 44,26% inferiores aos deslocamentos no topo do túnel. Em relação ao diâmetro equivalente do túnel, o deslocamento máximo na superfície e no topo do túnel foi da ordem de 1,53mm/m e 2,61mm/m, respectivamente.

Os resultados indicam que a tridimensionalidade da escavação gera variações significativas nos deslocamentos verticais, tanto no topo do túnel quanto na superfície do terreno, conforme mostra a Figura 64. A escavação em seção plena (Análise 01) apresentou deslocamentos superiores na superfície e no topo do túnel em comparação com as metodologias parcializadas. Na Análise 02, a metodologia de escavação em calota associada a AID resultou em deslocamentos um pouco menores, com 85,43% dos deslocamentos no topo do túnel mobilizados até a segunda etapa de escavação. Já na Análise 03, a metodologia de *side drift*, meia seção e AID resultou nos menores deslocamentos absolutos, com um

Figura 64 – Deslocamento vertical ao longo do eixo resumo - Túnel Simples



aumento significativo nos deslocamentos a cada etapa construtiva. De maneira geral, os deslocamentos máximos na superfície foram consistentemente inferiores aos deslocamentos no topo do túnel, com variações que dependem da profundidade e da etapa construtiva. A metodologia de escavação parcializada mostrou-se mais eficaz na redução dos deslocamentos verticais, especialmente na superfície do terreno, o que é crucial para minimizar impactos na infraestrutura existente.

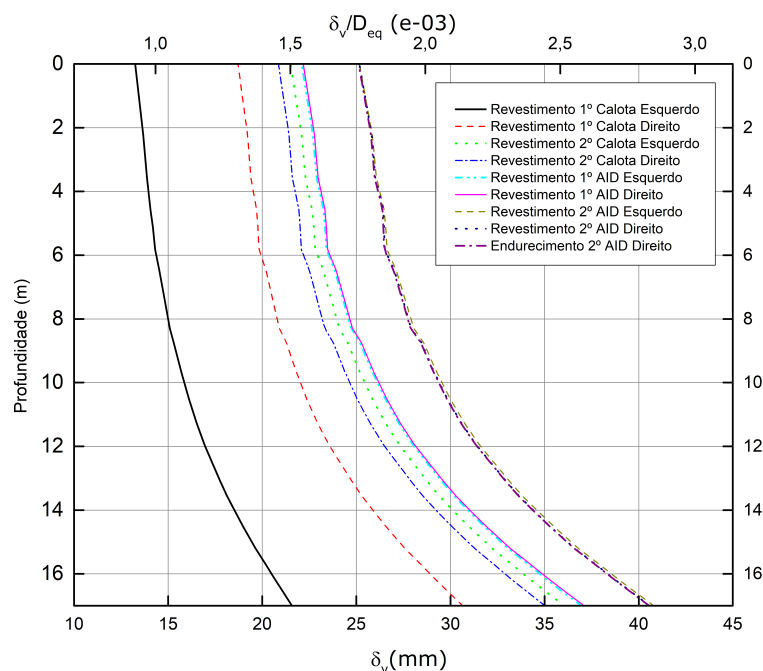
4.4.2 Túnel duplo

Em todas as análises do túnel duplo, o deslocamento vertical ao longo do eixo apresentou comportamento não linear, em que a taxa de variação dos deslocamentos mostrou-se dependente da profundidade e da etapa construtiva. Portanto, esta seção apresenta somente o gráfico da análise 05, ilustrando a evolução dos deslocamentos verticais ao longo das etapas para o eixo do túnel esquerdo da análise 05. As demais análises serão abordadas textualmente. Os valores de deslocamentos máximo normalizado em função da diâmetro equivalente do túnel são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Deslocamento vertical máximo normalizado pelo diâmetro equivalente - Túnel duplo

Análise	Esquerdo		Direito	
	Superfície	Topo	Superfície	Topo
4	1,78	2,85	1,78	2,87
5	1,75	2,83	1,76	2,86
6	1,52	2,52	1,49	2,47
7	1,75	2,87	1,30	2,06

Figura 65 – Deslocamento vertical no eixo esquerdo - Análise 05



Na análise 04 os deslocamentos verticais ao longo do eixo do túnel esquerdo e direito apresentaram-se simétricos. A taxa de variação cresce tanto com a profundidade quanto com a progressão das etapas construtivas. Antes da escavação do túnel direito, os deslocamentos superficiais eram maiores do que os no topo do túnel, indicando que a escavação do túnel esquerdo influenciou mais a superfície. No final da modelagem, os deslocamentos na superfície foram de aproximadamente 62% dos deslocamentos no topo do perímetro de escavação de ambos os túneis. Em termos de deslocamento normalizado em função do diâmetro equivalente do túnel, a análise 04 apresentou valores da ordem de 1,78mm/m a 2,85mm/m, respectivamente, para os pontos da superfície e do topo da escavação situados nos eixos de ambos os túneis.

Na análise 05, conforme pode ser verificado na Figura 65, os deslocamentos ao longo do eixo dos dois túneis apresentaram valores similares. Durante a primeira fase de escavação do túnel esquerdo, os deslocamentos na superfície foram da ordem de 61,57% dos deslocamentos no topo do túnel, enquanto para o túnel direito foram 63,80%. Nas etapas iniciais de escavação os deslocamentos na superfície do túnel direito foi superior ao deslocamento no topo do perímetro de escavação, demonstrando uma influência maior da escavação do túnel esquerdo nas camadas superficiais. Em termos de deslocamento normalizado em função do diâmetro equivalente do túnel, a análise 05 apresentou valores da ordem de 1,75mm/m e 2,86mm/m, respectivamente, para os pontos da superfície e do topo da escavação situados nos eixos de ambos os túneis.

Na análise 06, os deslocamentos ao longo dos eixos dos túneis apresentaram valores semelhantes. A taxa de variação dos deslocamentos aumentou com a profundidade e a progressão das etapas construtivas. Os deslocamentos na superfície foram de 60,16% dos

deslocamentos no topo do túnel na primeira fase de escavação do túnel esquerdo, e de 60,50% para o túnel direito. Nas etapas iniciais, os deslocamentos na superfície do túnel direito foram superiores aos deslocamentos no topo do perímetro de escavação, indicando maior influência da escavação do primeiro túnel nas camadas superficiais. Em termos de deslocamento normalizado em função do diâmetro equivalente do túnel, a análise 06 apresentou valores da ordem de 1,52mm/m a 2,52mm/m, respectivamente, para os pontos da superfície e do topo da escavação situados nos eixos de ambos os túneis.

Na análise 07 os deslocamentos nos eixos esquerdo e direito ao contrário das demais análises, não foram semelhantes. Em contrapartida, a distribuição dos deslocamentos ao longo do eixo apresentou um comportamento não linear. A taxa de variação dos deslocamentos aumentou com a profundidade e a progressão das etapas construtivas. Os deslocamentos na superfície foram de 61,07% dos deslocamentos no perímetro do túnel na primeira fase de escavação do túnel esquerdo, e de 63,08% para o túnel direito. Nas etapas iniciais, os deslocamentos na superfície do túnel direito foram superiores aos deslocamentos no topo do perímetro de escavação, indicando maior influência da escavação do primeiro túnel nas camadas superficiais. Em termos de deslocamento em função do diâmetro equivalente do túnel, a análise 06 apresentou valores da ordem de 1,75mm/m e 2,87mm/m, respectivamente, para os pontos da superfície e do topo da escavação situados nos eixos do túnel esquerdo. Enquanto para o túnel direito os valores foram da ordem de 1,30mm/m e 2,06mm/m para a superfície e topo, respectivamente.

Os resultados apresentados nas Figura 66e Figura 67, indicam que o comportamento simétrico de distribuição de deslocamentos é notório nos deslocamentos é uma característica predominante nas escavações de túneis duplos, exceto na análise 07, onde metodologias construtivas distintas foram usadas para cada túnel. A distribuição não linear dos deslocamentos ao longo do eixo é comum a todas as análises, com a taxa de variação dos deslocamentos aumentando com a profundidade e o avanço das etapas construtivas. De maneira geral, os deslocamentos na superfície representam aproximadamente 60% a 63% dos deslocamentos no topo do túnel. Além disso, observa-se que a influência da escavação inicial é mais pronunciada nas camadas superficiais.

4.4.3 Análise dos resultados

Os resultados indicam que os efeitos da redução das cargas nodais no perímetro de escavação gera variações significativas nos deslocamentos verticais, tanto no topo do túnel quanto na superfície do terreno. Na escavação em seção plena (Análise 01), os deslocamentos verticais ao longo do eixo do túnel foram superiores em comparação aos das metodologias parcializadas. A metodologia de escavação em calota associada ao arco invertido definitivo (AID) na Análise 02 resultou em deslocamentos menores, com 85,43% dos deslocamentos no topo do túnel mobilizados até a segunda etapa de escavação. A metodologia de *side drift*, meia seção e AID na Análise 03 apresentou os menores

Figura 66 – Deslocamento vertical no eixo esquerdo resumo - Túnel Duplo

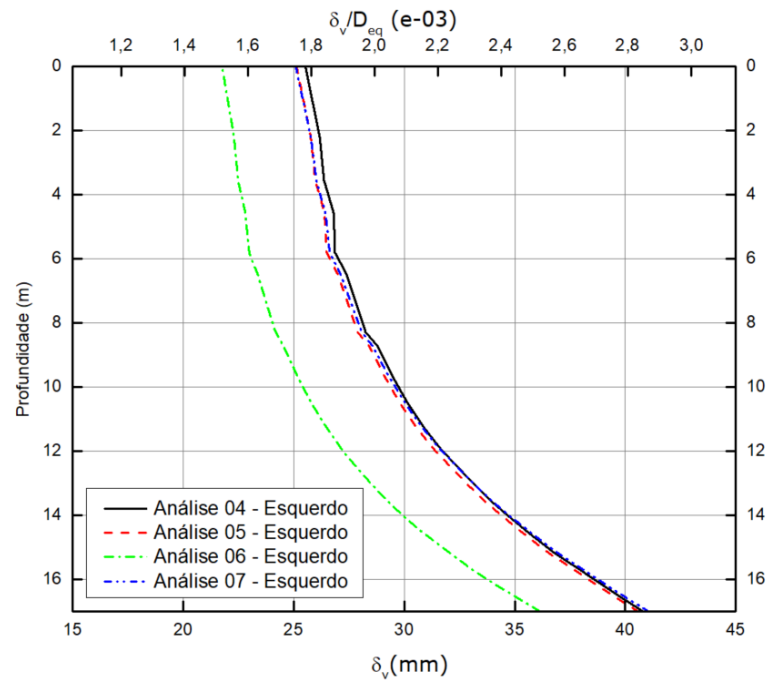
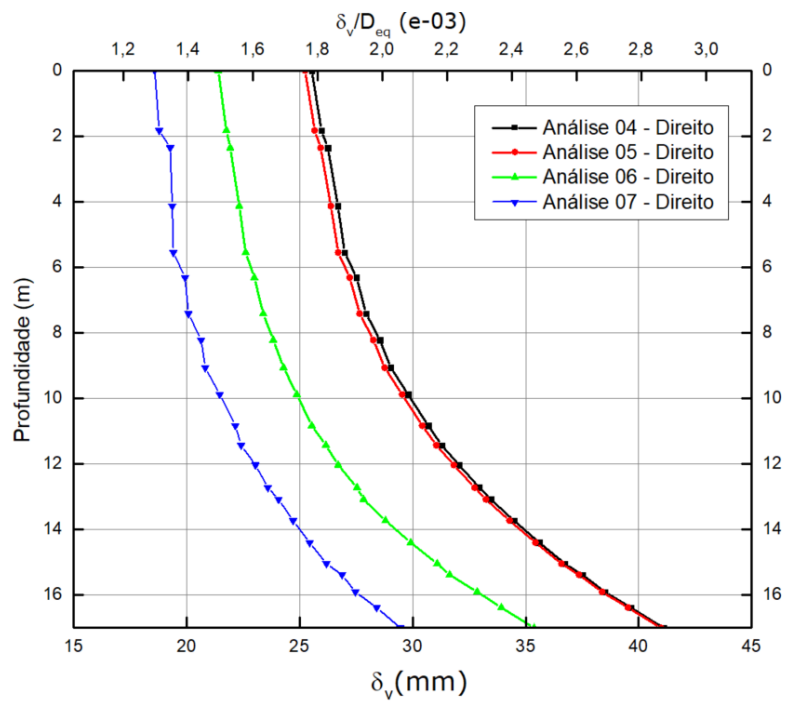


Figura 67 – Deslocamento vertical no eixo direito resumo - Túnel Duplo



deslocamentos absolutos, com aumentos significativos a cada etapa construtiva. Em geral, os deslocamentos máximos na superfície foram inferiores aos do topo do túnel, com variações dependentes da profundidade e da etapa construtiva. A escavação parcializada mostrou-se mais eficaz na redução dos deslocamentos verticais, especialmente na superfície, minimizando os impactos na infraestrutura existente.

A simetria na distribuição de deslocamentos verticais é uma característica predominante nas escavações de túneis duplos, exceto na Análise 07, onde foram utilizadas metodologias construtivas distintas para cada túnel. A distribuição não linear dos deslocamentos ao longo do eixo é comum a todas as análises, com a taxa de variação dos deslocamentos aumentando com a profundidade e o avanço das etapas construtivas. De modo geral, os deslocamentos na superfície representaram aproximadamente 60% a 63% dos deslocamentos no topo do túnel. Assim, a influência da escavação inicial é mais pronunciada nas camadas superficial,

As taxas de deslocamento vertical ao longo do eixo do túnel aumentam com a profundidade e a etapa construtiva, divergindo dos resultados de Vitali, Celestino e Bobet (2022). Essas diferenças podem ser atribuídas às distintas propriedades do solo analisado sobre a coroa do túnel, bem como à maior espessura deste. Em contrapartida, os comportamentos observados estão em conformidade com os estudos de França (2006) e De Farias, Junior e De Assis (2004).

Dessa forma, o estudo confirma a eficácia das metodologias de escavação parcializada na redução dos deslocamentos verticais, especialmente na superfície do terreno, destacando a importância das características geotécnicas e das condições de contorno no comportamento dos maciços terrosos durante a escavação de túneis.

4.5 DESLOCAMENTO DO PERÍMETRO

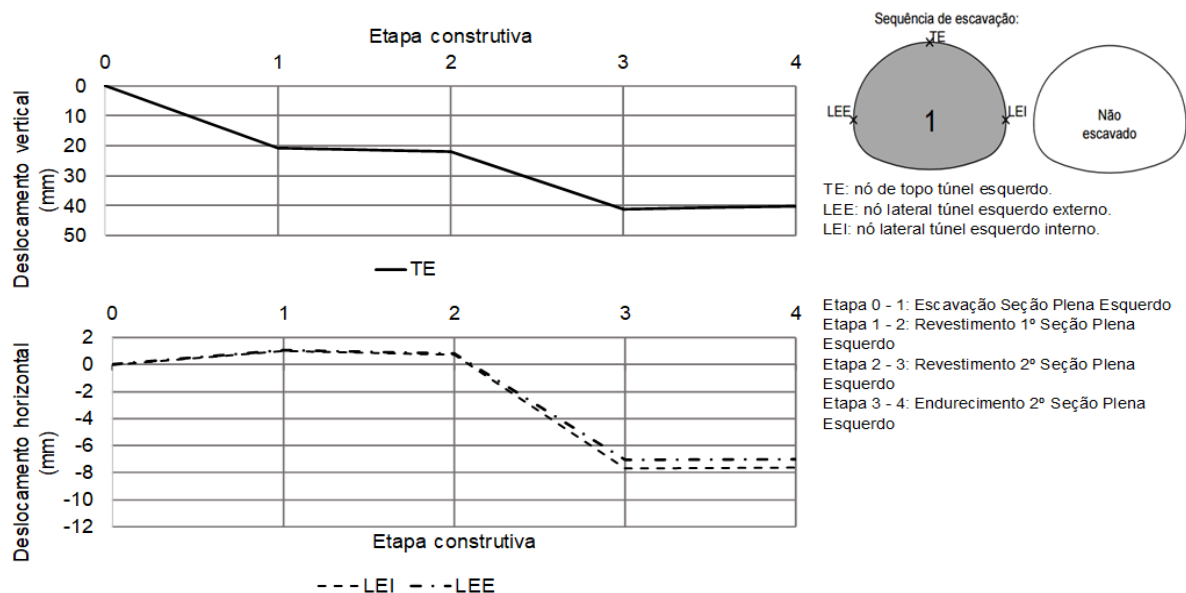
4.5.1 Túnel simples

Foram analisados os deslocamentos verticais do nó no topo do perímetro e os deslocamentos horizontais dos nós localizados nas laterais esquerda e direita. Para isso foram realizados seis gráficos que representam a evolução desses deslocamentos em função da etapa construtiva. Os gráficos gerados, apresentados nas Figura 68 a Figura 70, consideram como positivo o deslocamento direcionado ao centro da seção e, como negativo, o contrário.

Na Análise 01, o deslocamento vertical máximo do nó no topo ocorreu na etapa de aplicação do revestimento secundário e foi da ordem de 41,10 mm. Ao longo de toda a análise, o nó do topo apresentou movimento de convergência. Os nós laterais permaneceram praticamente estáveis durante a escavação e a aplicação do revestimento primário, apresentando movimento de divergência na aplicação do revestimento secundário e permanecendo estáveis depois. Os deslocamentos horizontais máximos dos nós laterais foram

da ordem de 19% do deslocamento vertical do topo, com os deslocamentos horizontais do nó lateral direito ligeiramente superiores aos do nó lateral esquerdo. O comportamento dos deslocamentos desses pontos indica um achatamento da seção transversal do túnel, convergindo verticalmente e divergindo horizontalmente em relação ao centro da escavação.

Figura 68 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 01



Na Análise 02, o deslocamento vertical máximo do nó no topo ocorreu na etapa de aplicação do revestimento secundário do AID e foi da ordem de 40,59 mm. Os deslocamentos horizontais nos nós laterais permaneceram estáveis até a aplicação do revestimento secundário da calota, etapa na qual apresentaram movimento em direção ao centro do túnel da ordem de 5,83 mm e 6,5 mm para os nós esquerdo e direito, respectivamente. As etapas que mais contribuíram para o desenvolvimento dos deslocamentos foram a escavação da calota, aplicação do revestimento secundário da calota e aplicação do revestimento secundário do AID, respondendo por 51,54%, 35,09% e 9,91%, respectivamente. Os deslocamentos horizontais máximos dos nós laterais foram da ordem de 23% do deslocamento vertical máximo do topo, com o nó esquerdo apresentando deslocamento ligeiramente inferior ao nó direito. O comportamento dos deslocamentos desses pontos indica um achatamento da seção transversal do túnel, convergindo verticalmente e divergindo horizontalmente em relação ao centro da escavação.

Na Análise 03, o deslocamento vertical máximo do nó no topo ocorreu na etapa de aplicação do revestimento primário do AID e foi da ordem de 37,53 mm. As etapas que mais contribuíram para o desenvolvimento dos deslocamentos foram a aplicação do revestimento primário do *side drift*, a aplicação do revestimento primário da meia seção e a aplicação do revestimento secundário da calota, respondendo por 25,65%, 31,80% e 18,80%, respectivamente. Os deslocamentos horizontais máximos dos nós laterais foram da ordem de 23,78% e 28,93% dos deslocamentos verticais máximos no topo para os nós

Figura 69 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 02

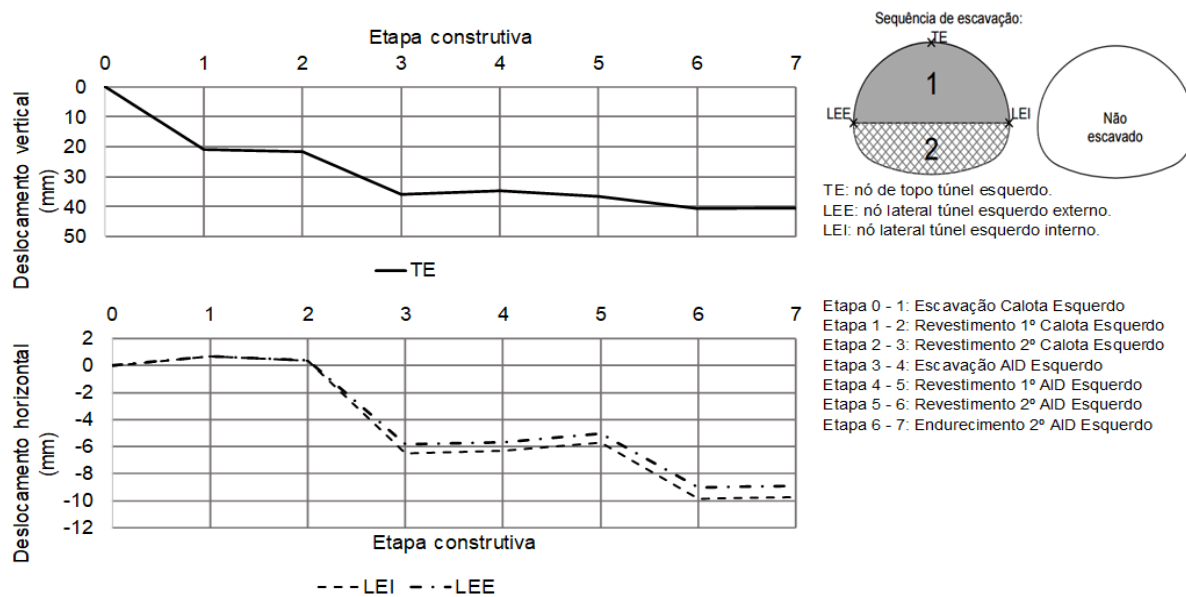
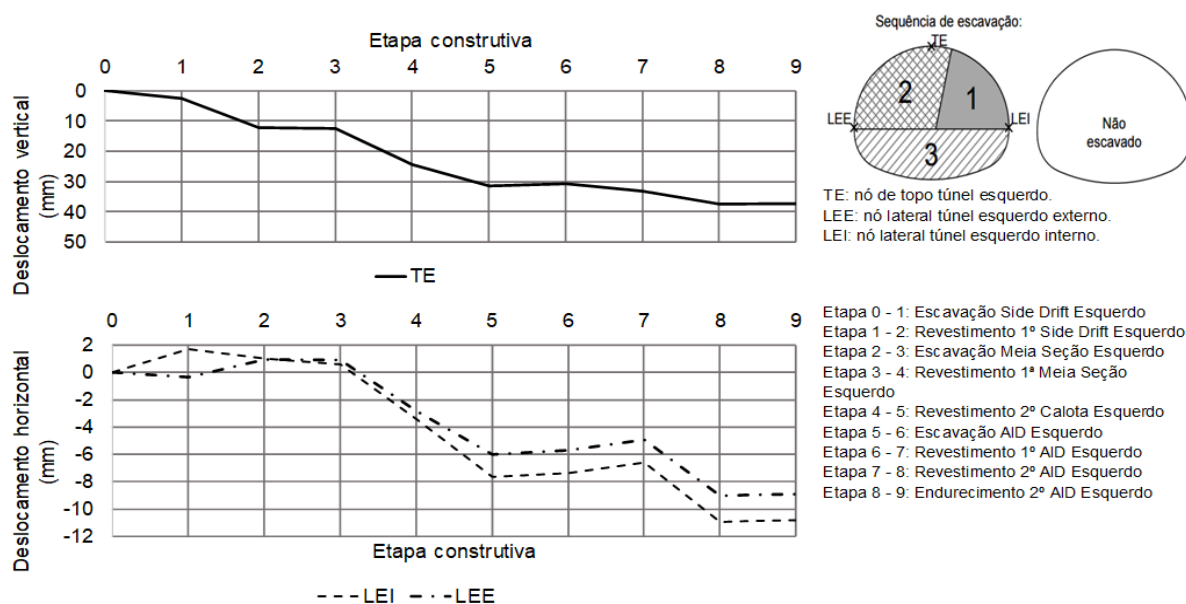


Figura 70 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 03



esquerdos e direitos, respectivamente, com o nó esquerdo apresentando deslocamento ligeiramente inferior ao nó direito. O comportamento dos deslocamentos desses pontos indica um achatamento da seção transversal do túnel, convergindo verticalmente e divergindo horizontalmente em relação ao centro da escavação.

Todas as análises apresentaram tendência de achatamento. Quanto aos deslocamentos totais, a análise 01 apresentou o maior valor entre as três, enquanto a análise 03 apresentou o menor valor. Os maiores deslocamentos associados às etapas de aplicação do revestimento secundário são esperados, visto que nessas etapas ocorre a redução das forças concentradas no perímetro da escavação a zero. Da mesma forma, a escavação de um determinado elemento (seção plena, calota, *side drift*, meia seção ou AID) é repre-

sentada pela redução em 25% das forças concentradas no perímetro correspondente. Os deslocamentos horizontais máximos dos nós laterais representaram, em média 22%, dos deslocamentos verticais máximos.

4.5.2 Túnel duplo

Foram analisados o deslocamento vertical do nó no topo do perímetro e os deslocamentos horizontais dos nós localizados nas laterais esquerda e direita. Para isso foram realizados seis gráficos que representam a evolução dos deslocamentos em função da etapa construtiva. Os gráficos gerados, apresentados nas Figura 71 a Figura 74, consideram como positivo o deslocamento direcionado ao centro da seção e, como negativo, o contrário.

Na análise 04, o deslocamento máximo do nó no topo ocorreu na etapa de aplicação do revestimento secundário do túnel correspondente, com valores absolutos de 41,82mm e 41,66mm para os túneis esquerdo e direito, respectivamente, conforme verifica-se na Figura 71. Ambos os túneis apresentaram deslocamentos horizontais estáveis até a etapa de aplicação do revestimento primário da seção plena esquerda. Os deslocamentos horizontais máximos foram da ordem de 7,75mm e 5,56mm no sentido divergente para os nós laterais externo e interno do túnel esquerdo, respectivamente, e 7,49mm e 4,02mm para os nós correspondentes do túnel direito. Os deslocamentos dos nós internos dos túneis esquerdo e direito foram significativamente inferiores aos dos nós externos nas etapas finais da modelagem. Os deslocamentos dos nós externos dos túneis esquerdo e direito representaram 19% e 18% dos deslocamentos verticais máximos do nó do topo, respectivamente. As maiores variações dos deslocamentos verticais em uma etapa ocorreram durante a escavação das seções plenas esquerda e direita. Houve uma indicação de soerguimento do nó no topo durante a aplicação do revestimento secundário, sem convergência lateral. Em geral, o comportamento dos deslocamentos indica um achatamento da seção transversal do túnel, convergindo verticalmente e divergindo horizontalmente.

Para a análise 05, conforme apresentado na Figura 72, o deslocamento máximo do nó no topo ocorreu na etapa de aplicação do revestimento secundário no AID, com valores de 40,83mm para o túnel esquerdo e 41,08mm para o túnel direito. Os deslocamentos horizontais máximos foram de 9,55mm e 6,51mm no sentido divergente para os nós laterais externos e internos do túnel esquerdo, respectivamente, e 9,69mm e 5,14mm para os nós correspondentes do túnel direito. Os deslocamentos dos nós externos foram significativamente superiores aos dos nós internos nas etapas finais. Os deslocamentos dos nós externos dos túneis esquerdo e direito foram 23% dos deslocamentos verticais máximos do nó do topo, enquanto os internos foram 15% e 13%, respectivamente. Os maiores deslocamentos verticais em uma etapa ocorreram durante a escavação da calota. Em geral, o comportamento dos deslocamentos indica um achatamento da seção transversal do túnel, convergindo verticalmente e divergindo horizontalmente.

Para a análise 06, o deslocamento vertical máximo do nó no topo ocorreu na etapa

Figura 71 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 04

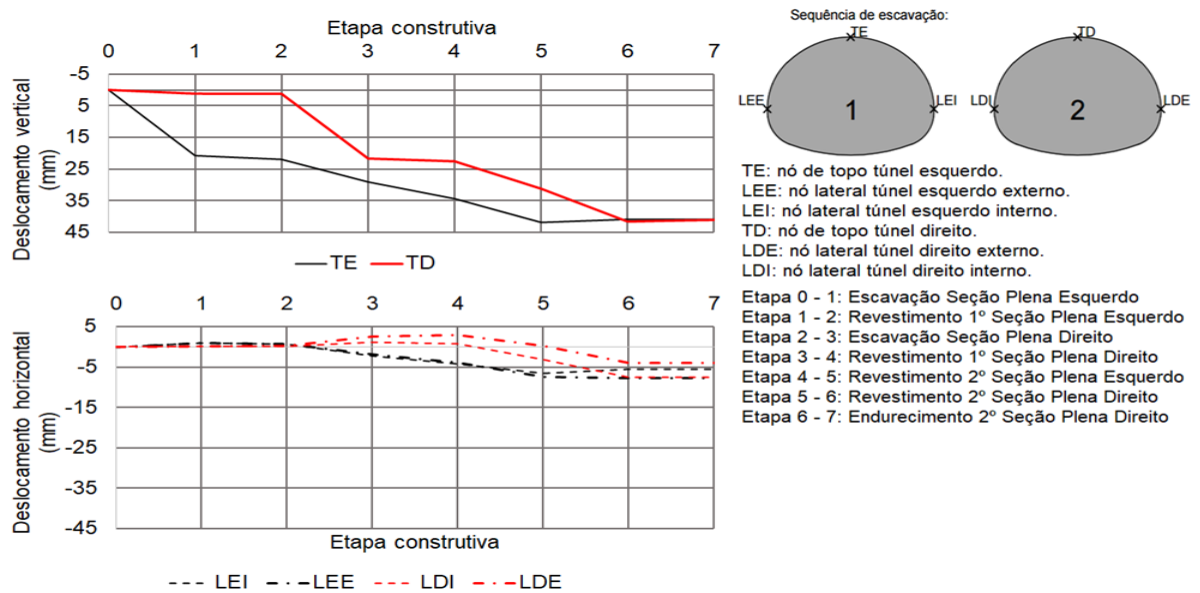


Figura 72 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 05

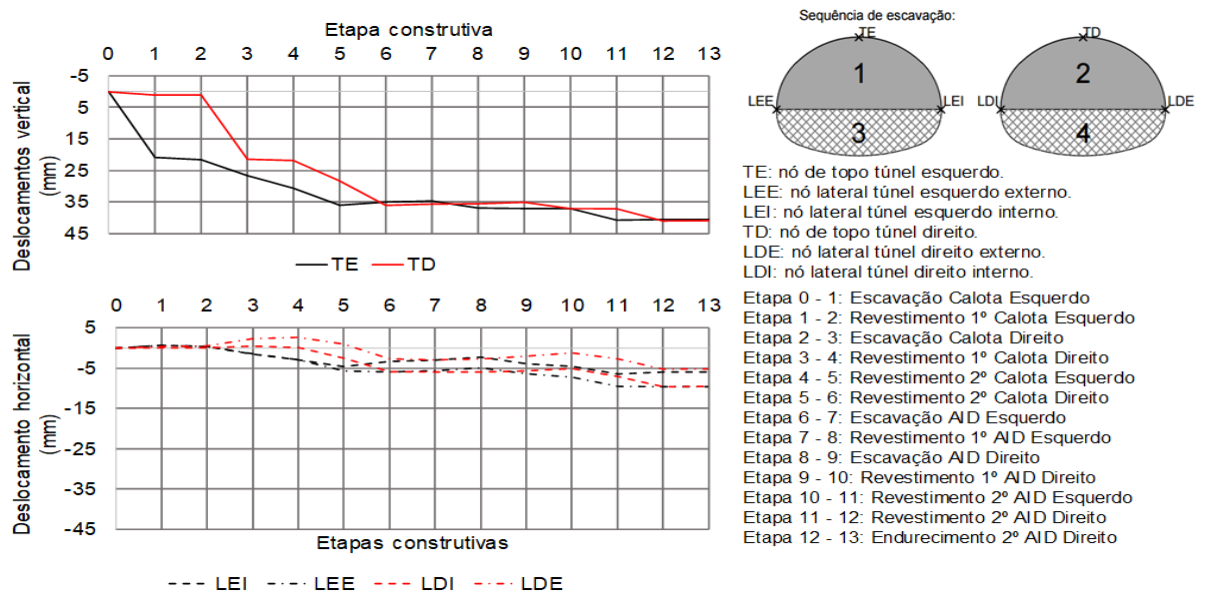
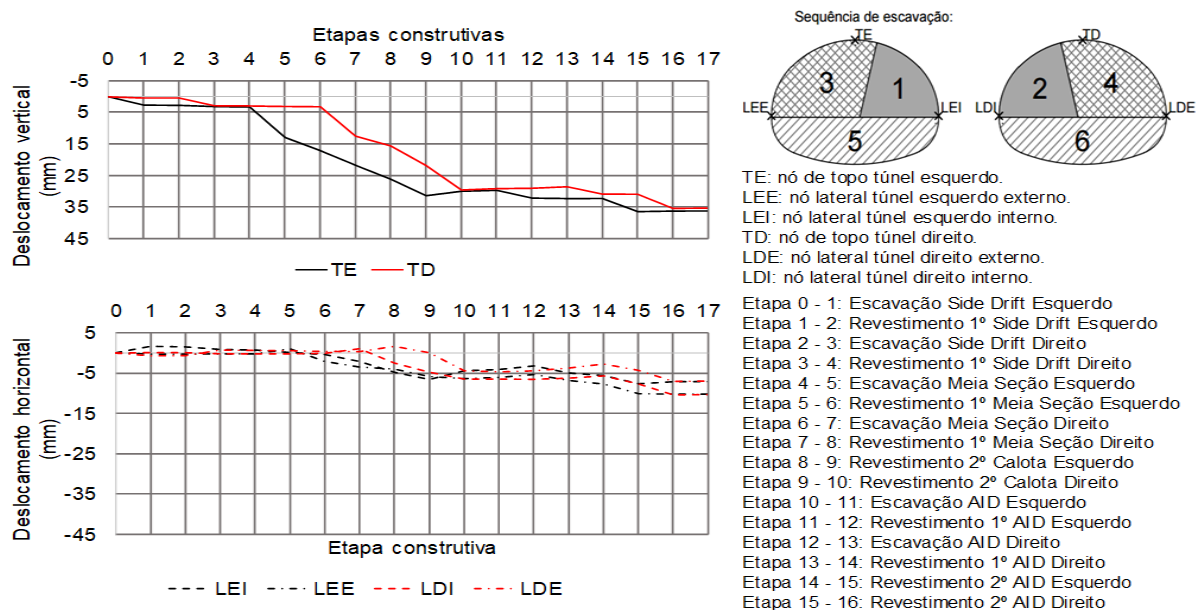


Figura 73 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 06

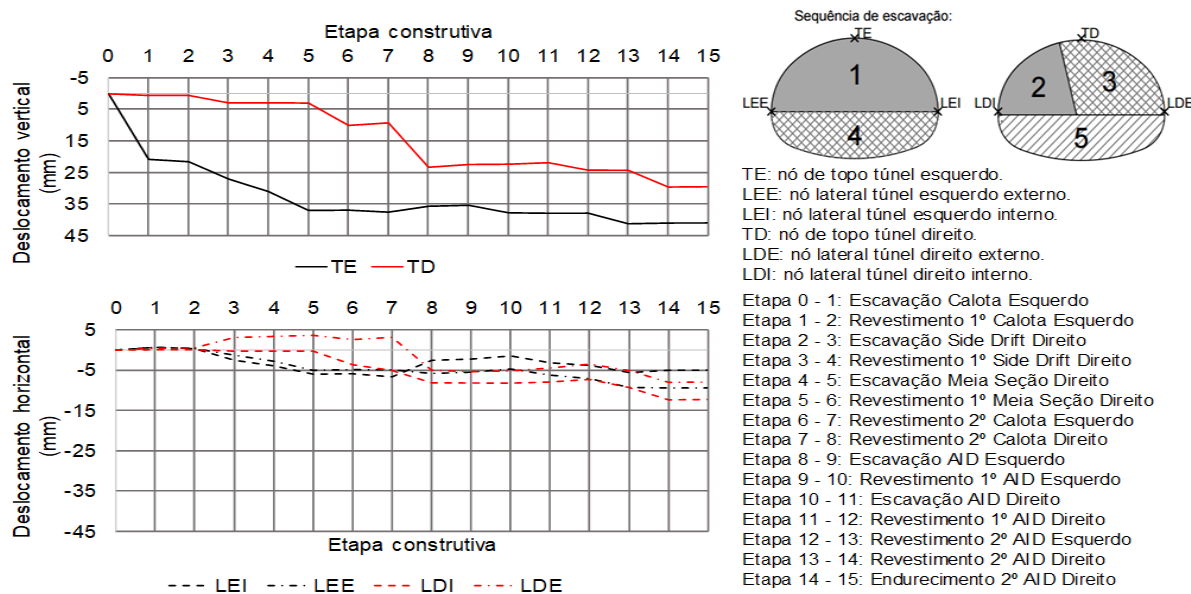


de aplicação do revestimento secundário no AID, com valores de 36,36mm para o túnel esquerdo e 35,48mm para o túnel direito. Os deslocamentos horizontais máximos foram de 10,19mm e 7,66mm no sentido divergente para os nós laterais externos e internos do túnel esquerdo, respectivamente, e 10,4mm e 7,08mm para o túnel direito, conforme apresentado na Figura 73. Os deslocamentos horizontais dos nós externos foram 30% superiores aos dos nós internos no túnel esquerdo e 47% no túnel direito nas etapas finais. Os deslocamentos horizontais dos nós externos dos túneis esquerdo e direito foram 28% e 29% dos deslocamentos verticais máximos do nó do topo, enquanto os internos foram 20%. Os maiores deslocamentos verticais em uma etapa ocorreram durante a escavação das meias seções. Em geral, o comportamento dos deslocamentos indica um achatamento da seção transversal do túnel, convergindo verticalmente e divergindo horizontalmente.

A Figura 74 apresenta os resultados de deslocamentos dos nós do perímetro da escavação para a análise 07, em que o deslocamento vertical máximo do nó no topo ocorreu na etapa de aplicação do revestimento secundário no AID, com valores de 41,32mm para o túnel esquerdo e 29,57mm para o túnel direito. Os deslocamentos horizontais máximos foram de 9,36mm e 5,57mm no sentido divergente para os nós laterais externos e internos do túnel esquerdo, respectivamente, e 12,33mm e 8,01mm para o túnel direito. Os deslocamentos horizontais dos nós externos foram significativamente superiores aos dos nós internos nas etapas finais. Os deslocamentos horizontais dos nós externos dos túneis esquerdo e direito foram 23% e 30% dos deslocamentos verticais máximos do nó do topo, enquanto os internos foram 12% e 19%, respectivamente. Os maiores deslocamentos verticais em uma etapa ocorreram durante a escavação da calota esquerda para o túnel esquerdo e a aplicação do revestimento secundário da calota direita para o túnel direito.

A análise 04 apresentou os maiores deslocamentos verticais máximos no nó do topo

Figura 74 – Deslocamentos nós perimetrais - Análise 07



para ambos os túneis, enquanto a análise 06 teve os menores deslocamentos verticais para o túnel esquerdo, representando uma redução de 13,06% em relação à escavação em seção plena. A análise 07 teve os menores deslocamentos verticais para o túnel direito, com uma redução de 29,01%. A análise 04 apresentou os menores deslocamentos horizontais máximos dos nós laterais de ambos os túneis, enquanto a análise 06 teve os maiores deslocamentos horizontais para o túnel esquerdo. A análise 07 teve os maiores deslocamentos horizontais para o túnel direito. Em todas as análises, os deslocamentos horizontais dos nós internos foram inferiores aos dos nós externos. Os deslocamentos horizontais máximos dos nós internos foram, em média, 32% menores para o túnel esquerdo e 40% menores para o túnel direito. Os nós laterais externos apresentaram deslocamentos horizontais que variam entre 19% e 28% e entre 18% e 30% do deslocamento vertical máximo no topo, para os túneis esquerdo e direito, respectivamente. Enquanto os deslocamentos horizontais dos nós internos variam entre 12% e 20% do deslocamento vertical máximo do topo em ambos os túneis. As maiores variações de deslocamentos verticais em uma etapa ocorreram durante as etapas de escavação, exceto no túnel direito da análise 07, onde ocorreram durante a aplicação do revestimento secundário. A análise 06 apresentou os menores valores absolutos de deslocamento vertical em uma única etapa, enquanto a análise 05 apresentou os maiores valores. Todas as análises indicaram um achatamento da seção transversal dos túneis, com convergência vertical e divergência horizontal.

4.5.3 Análise dos resultados

As análises revelaram uma tendência de achatamento nas seções transversais dos túneis, com a análise 01 apresentando os maiores deslocamentos totais e a análise 03 os menores, conforme pode ser verificado em Tabela 7. Deslocamentos significativos ocor-

reram durante a aplicação do revestimento secundário devido à redução das forças no perímetro da escavação. Em média, os deslocamentos horizontais máximos dos nós laterais representaram entre 17% e 29% e entre 10% e 42% dos deslocamentos verticais máximos, para os casos em túnel simples e duplos, respectivamente.

Tabela 7 – Resumo deslocamentos perimetrais

Análise	Externo		Topo		Interno		δ/D_{eq}		δ_v^1		
	δ_h	Redução %	δ_v	Redução %	δ_h	Redução %	Externo	Topo	Interno	δ_v	% δ_{vmax}
1	7,06	21,90%	41,10	0,00%	7,68	29,90%	0,49	2,87	0,54	0,00	0,00%
2	9,04	0,00%	40,59	1,24%	9,87	9,91%	0,63	2,83	0,69	35,89	88,43%
3	9,02	0,21%	37,53	8,67%	10,96	0,00%	0,63	2,62	0,76	31,53	84,01%
4 - Esquerdo	7,75	23,93%	41,82	0,00%	6,60	13,92%	0,54	2,92	0,46	0,00	0,00%
5 - Esquerdo	9,55	6,26%	40,83	2,36%	6,51	15,09%	0,67	2,85	0,45	35,05	85,84%
6 - Esquerdo	10,19	0,00%	36,36	13,06%	7,66	0,00%	0,71	2,54	0,53	29,92	82,28%
7 - Esquerdo	9,36	8,14%	41,32	1,19%	5,57	27,31%	0,65	2,88	0,39	35,75	86,52%
4 - Direito	7,49	39,26%	41,66	0,00%	4,05	49,48%	0,28	2,91	0,52	0,00	0,00%
5 - Direito	9,69	21,41%	41,08	1,39%	5,20	35,11%	0,36	2,87	0,68	36,13	87,93%
6 - Direito	10,40	15,65%	35,48	14,84%	7,08	11,66%	0,49	2,48	0,73	29,63	83,51%
7 - Direito	12,33	0,00%	29,57	29,01%	8,01	0,00%	0,56	2,06	0,86	23,28	78,73%

NOTAS

¹ Final revestimento secundário da calota

Todos os deslocamentos estão em milímetros

Na análise 04, ambos os túneis apresentaram valores semelhantes de deslocamentos máximos verticais no nós do topo, enquanto a análise 06 teve os menores deslocamentos verticais no nó do topo para o túnel esquerdo. A análise 07 apresenta um comportamento contrário da análise 06, indicando menores valores para o túnel direito. Os deslocamentos horizontais dos nós internos foram menores que os dos nós externos em todas as análises. Os maiores deslocamentos verticais ocorreram principalmente durante as etapas de escavação, exceto no túnel direito da análise 07, onde ocorreram durante a aplicação do revestimento secundário. A análise 06 apresentou os menores deslocamentos em uma única etapa, enquanto a análise 05 apresenta os maiores deslocamentos.

Contrariando os resultados de França (2006), os nós laterais mostraram deslocamentos horizontais divergentes, provavelmente devido às metodologias executivas e propriedades do revestimento em concreto projetado. Os maiores deslocamentos horizontais foram identificados entre a calota e o AID, conforme Garcia, Albuquerque e Araújo Melo (2017).

Os deslocamentos perimetrais dependem predominantemente das etapas construtivas associadas à escavação e aplicação dos revestimentos na calota, representando a maior parte dos deslocamentos totais, de acordo com Wang *et al.* (2018).

5 CONCLUSÃO

Este estudo se propôs a analisar a influência da adoção de diferentes sequências construtivas nos deslocamentos no maciço de solo durante a escavação em túnel simples e duplo.

Ao todo, foram analisadas sete metodologias diferentes por meio de modelagens numéricas bidimensionais em estado plano de deformações utilizando o software de elementos finitos ABAQUS. Os dados foram estrategicamente extraídos em regiões condizentes com a instrumentação típica utilizada em obras dessa natureza. Os resultados obtidos têm o potencial de auxiliar na verificação de segurança e da qualidade da construção, permitindo tomadas de decisão mais assertivas e rápidas pela equipe de engenharia e pelo acompanhante técnico de obra.

Com base nos resultados obtidos, este estudo confirma a eficácia da parcialização da seção de escavação na redução dos deslocamentos do solo, destacando a importância da escolha da técnica apropriada para garantir a estabilidade do maciço terroso e a segurança das estruturas adjacentes. A escavação em *side drift* demonstrou ser a mais eficaz na minimização dos deslocamentos superficiais, tanto em túneis simples quanto duplos. Por outro lado, a escavação em seção plena, apresentou os maiores deslocamentos, enfatizando a necessidade de técnicas mais controladas em ambientes urbanos densamente povoados.

A análise dos deslocamentos ao longo da profundidade no eixo do túnel e do perímetro de escavação revelou comportamentos não lineares e dependentes das etapas construtivas, com a parcialização mostrando-se particularmente eficaz na redução dos deslocamentos verticais no topo, apesar de demonstrar maiores valores de deslocamentos horizontais nas laterais. Além disso, as etapas associadas à escavação e à aplicação do revestimento na calota foram cruciais, representando mais de 78% dos deslocamentos totais observados em todas as análises.

Conclui-se que este estudo atingiu os seus objetivos de modo que seus resultados contribuem para um melhor entendimento das interações complexas entre o maciço de solo e as metodologias de escavação, fornecendo informações valiosas para a prática de engenharia de túneis. Assim, a implementação cuidadosa dessas técnicas pode não apenas melhorar a estabilidade e a segurança das obras subterrâneas, mas também minimizar os impactos sobre as infraestruturas existentes e reduzir os riscos associados à construção de túneis em áreas urbanas densamente povoadas.

5.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Como continuação ao presente trabalho, recomenda-se:

- Analisar a influência de modelos constitutivos sensíveis ao tempo de execução das etapas nos deslocamentos do solo;

-
- Comparar os resultados obtidos nas análises bidimensionais com análises tridimensionais, de modo a verificar a eficácia dos métodos de simulação da tridimensionalidade;
 - Analisar a influência de diferentes modelos constitutivos do solo nos resultados de deslocamentos obtidos;
 - Realizar uma análise comparativa entre a influência dos métodos construtivos nas tensões induzidas no maciço terroso;
 - Realizar uma análise de sensibilidade dos deslocamentos referentes aos parâmetros geotécnicos utilizados na modelagem;
 - Verificar a influência da distância entre os túneis duplos na distribuição dos deslocamentos no solo.

REFERÊNCIAS

- AĞBAY, Ebru; TOPAL, Tamer. Evaluation of twin tunnel-induced surface ground deformation by empirical and numerical analyses (NATM part of Eurasia tunnel, Turkey). **Computers and Geotechnics**, Elsevier, v. 119, p. 103367, 2020.
- AGHAJARI, Meysam; DEHGHAN, Ali Naghi; LAJEVARDI, Seyed Hamid. Optimizing Sequential Excavation Method for Ground Settlement Control in Tehran Subway Tunnel Line 6. **Geotechnical and Geological Engineering**, Springer, p. 1–20, 2024.
- AGUIAR, Gustavo. Túneis escavados em solo por máquina tuneladora: conceituação, comportamento do maciço e modelagem numérica. **Universidade de São Paulo**, 2017.
- AUGARDE, CE; BURD, HJ. Three-dimensional finite element analysis of lined tunnels. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Wiley Online Library, v. 25, n. 3, p. 243–262, 2001.
- AYGAR, Ebu Bekir. Evaluation of new Austrian tunnelling method applied to Bolu tunnel's weak rocks. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, Elsevier, v. 12, n. 3, p. 541–556, 2020.
- BASTOS, MJNA. A geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos. **Universidade Técnica de Lisboa**, 1998.
- CAMPANHÃ, Carlos Augusto; BOSCOV, Pedro. Túneis em terrenos pouco consistentes. **Manual Técnico**, 1998.
- CARREIRA, Willian. Análise dos deslocamentos no maciço, em túnel executado pelo método NATM. **Universidade de São Paulo**, 2014.
- CASTRO, José Carlos Paranhos Souza de *et al.* A influência das condicionantes geológicas nos custos de escavação de túneis rodoviários. **Universidade Federal de Santa Catarina**, 2023.
- CASTRO, Philipe Silva Cardoso de. Simulação numérica tridimensional de escavações em meios geológicos. **Universidade Federal de Ouro Preto**, 2022.
- CAVALCANTE, Alberto Douglas Silva. Modelagem numérica de escavações de túneis em maciços evaporíticos. **Universidade de São Paulo**, 2012.
- COX, Melissa Reiko Brooke. **The influence of grain shape on dilatancy**. [S.l.]: The University of Arizona, 2008.
- DE FARIAS, Marcio Muniz; JUNIOR, Alvaro Henrique Moraes;
DE ASSIS, Andre Pacheco. Displacement control in tunnels excavated by the NATM:

3-D numerical simulations. **Tunnelling and underground space technology**, Elsevier, v. 19, n. 3, p. 283–293, 2004.

DE LOLLO, José Augusto. Geologia para engenheiros I. Notas de aula. [S.l.], 2008.

DIBAVAR, Behnaz Hallaji; AHMADI, Mohammad Hossein; DAVARPANAH, Seyed Morteza. 3D numerical investigation of ground settlements induced by construction of Istanbul twin metro tunnels with special focus on tunnel spacing. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, v. 63, n. 4, p. 1225–1234, 2019.

DO NGOC, Thai *et al.* Prediction of surface settlement due to twin tunnel construction in soft ground of Hanoi metro line 03. **GEOMATE Journal**, v. 22, n. 94, p. 66–72, 2022.

DOMINGUES, Vinícius Resende. **Utilização de simulações numéricas, inteligência artificial e algoritmos de amostragem inteligente para construir modelos substitutos e calcular a probabilidade de falha de túneis urbanos**. 2022. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília.

FERREIRA, Leonardo de Almeida. Análise da Instrumentação do Túnel Milagres, obra Integrante da Transposição do Rio São Francisco. **PUC-Rio**, 2020.

FRANÇA, Pedro Teodoro. Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. **Universidade de São Paulo**, 2006.

FU, Jinyang *et al.* Numerical analysis of framed building response to tunnelling induced ground movements. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 158, p. 43–66, 2018.

GARCIA, Jean Rodrigo; ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de; ARAÚJO MELO, Rodrigo Álvares de. CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE DA CAPACIDADE DE SUPORTE EM APOIOS DE TÚNEIS ESCAVADOS EM SOLO. **Science and Engineering Journal**, 2017.

GOLSHANI, Aliakbar; JONEIDI, Mehdi; MAJIDIAN, Sina. 3D numerical modeling for construction of tunnels intersections-case study of Hakim tunnel. **Japanese Geotechnical Society Special Publication**, The Japanese Geotechnical Society, v. 2, n. 43, p. 1523–1527, 2016.

GUIMARÃES, José Marcos Faccin. Túneis de seção variável: contribuições à análise de tensões e deformações. **Universidade Federal de Santa Catarina**, 2018.

HAJI, Twana Kamal. **Evaluating the effects of tunnel construction on buildings**. 2017. Tese (Doutorado) – University of Nottingham.

IBAÑEZ, Juan Pablo. Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados. **PUC-Rio**, 2003.

- KARAKUS, M; FOWELL, R.J. Effects of different tunnel face advance excavation on the settlement by FEM. **Tunnelling and Underground Space Technology**, Elsevier, v. 18, n. 5, p. 513–523, 2003.
- LUEPRASERT, Prateep *et al.* Numerical investigation of tunnel deformation due to adjacent loaded pile and pile-soil-tunnel interaction. **Tunnelling and Underground Space Technology**, Elsevier, v. 70, p. 166–181, 2017.
- MIRSEPAHI, M; NAYERI, A; LAJEVARDI, SH *et al.* Performance of Side-By-Side Twin Tunnel Excavation Under a Single Pile and Pile Group by the NATM. **Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Springer, v. 59, n. 6, p. 537–543, 2023.
- MIRSEPAHI, M; NAYERI, A; MIRHOSSEINI, SM *et al.* Investigation of the effects of twin tunneling on ground surface settlement and internal forces of a single pile in 3D analysis. **Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Springer, v. 58, p. 63–70, 2021.
- MÖDLHAMMER, Heiko. Numerical methods for tunneling using ABAQUS and investigations of long-time-effects of the shotcrete shell and its impact on the combined support system, 2011.
- MURAKAMI, Claudio Atsushi. Noções Básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis. **Universidade de São Paulo**, 2002.
- NG, C WW; LEE, Kin Man; TANG, D KW. Three-dimensional numerical investigations of new Austrian tunnelling method (NATM) twin tunnel interactions. **Canadian Geotechnical Journal**, NRC Research Press Ottawa, Canada, v. 41, n. 3, p. 523–539, 2004.
- PASCARIELLO, Marco Nunzio *et al.* Numerical modelling of the response of two heritage masonry buildings to nearby tunnelling. **Tunnelling and Underground Space Technology**, Elsevier, v. 131, p. 104845, 2023.
- SAVINO, Thaís Moreira Pacheco. Análise numérica do comportamento de túneis em solo colapsível. **Universidade de Brasília**, 2017.
- SEHN, Maristela Adriane *et al.* Medição e controle de overbreak em túneis escavados pelo método NATM com explosivos–Estudo de caso Túnel Principal 5 do Trecho Serra da Rodovia dos Tamoios (SP-99). **Universidade Federal de Santa Catarina**, Florianópolis, SC, 2020.
- SHAHIN, Hossain Md *et al.* Investigation of influence of tunneling on existing building and tunnel: model tests and numerical simulations. **Acta Geotechnica**, Springer, v. 11, p. 679–692, 2016.

SHIN, JH; POTTS, DM. Time-based two dimensional modelling of NATM tunnelling. **Canadian geotechnical journal**, NRC Research Press Ottawa, Canada, v. 39, n. 3, p. 710–724, 2002.

SIMULIA. **Abaqus Analysis User's Guide**. 2016. Disponível em: <http://130.149.89.49:2080/v2016/books/usb/default.htm>. (Acesso: 20.06.2024).

SOLOTRAT, SOLOTRAT ENGENHARIA. **Manual de Serviços Geotécnicos**. [S.l.], 2023.

TAHMASEBI, Mohammad Ali *et al.* Three-dimensional probabilistic analysis of the surface settlement based on spatial variability of soil properties: case study Zarbalizadeh NATM Tunnel. **Geotechnical and Geological Engineering**, Springer, v. 40, n. 10, p. 4895–4910, 2022.

VITALI, Osvaldo PM; CELESTINO, Tarcisio B; BOBET, Antonio. Construction strategies for a NATM tunnel in São Paulo, Brazil, in residual soil. **Underground Space**, Elsevier, v. 7, n. 1, p. 1–18, 2022.

WANG, Teng *et al.* Studies on ground settlement and pre-arching stress of pre-cutting tunnelling method. **Tunnelling and Underground Space Technology**, Elsevier, v. 82, p. 199–210, 2018.

WATASHI, Denis Bertazzo. Estudo paramétrico de escavações subterrâneas. **Universidade de São Paulo**, 2019.

YANG, Yanqun *et al.* Risk factors influencing tunnel construction safety: Structural equation model approach. **Heliyon**, Elsevier, v. 9, n. 1, 2023.

YEO, Chong Hun *et al.* Three dimensional numerical modelling of a NATM tunnel. **International Journal of the JCRM**, Japanese Committee for Rock Mechanics, v. 5, n. 1, p. 33–38, 2009.

APÊNDICE A – AMPLITUDE DAS FORÇAS NODAIS

Neste apêndice serão apresentadas as taxas de decrescimento das forças nodais ao longo das análises realizadas. A redução das cargas nodais possui magnitude de 25% na etapa de escavação do elemento e decresce linearmente até a etapa de aplicação do revestimento secundário do elementos correspondente.

Tabela 8 – Amplitude forças concentradas - Análise 00

Análise 00	
Etapa	Seção Plena
Aplicação Força Concentrada	1,00
Convergência	0,00

Tabela 9 – Amplitude forças concentradas - Análise 01

Análise 01	
Etapa	Seção Plena
Aplicação Força Concentrada	1,00
Escavação Seção Plena Esquerdo	0,75
Revestimento 1º Seção Plena Esquerdo	0,75
Revestimento 2º Seção Plena Esquerdo	0,00
Endurecimento 2º Seção Plena Esquerdo	0,00

Tabela 10 – Amplitude forças concentradas - Análise 02

Análise 02		
Etapa	Calota	AID
Aplicação Força Concentrada	1,00	1,00
Escavação Calota Esquerdo	0,75	1,00
Revestimento 1º Calota Esquerdo	0,75	1,00
Revestimento 2º Calota Esquerdo	0,00	1,00
Escavação AID Esquerdo	0,00	0,75
Revestimento 1º AID Esquerdo	0,00	0,75
Revestimento 2º AID Esquerdo	0,00	0,00
Endurecimento 2º AID Esquerdo	0,00	0,00

Tabela 11 – Amplitude forças concentradas - Análise 03

Etapa	Análise 03		
	Side drift	Meia seção	AID
Aplicação Força Concentrada	1,00	1,00	1,00
Escavação Side Drift Esquerdo	0,75	1,00	1,00
Revestimento 1º Side Drift Esquerdo	0,75	0,75	1,00
Escavação Meia Seção Esquerdo	0,50	0,75	1,00
Revestimento 1ª Meia Seção Esquerdo	0,25	0,38	1,00
Revestimento 2º Calota Esquerdo	0,00	0,00	1,00
Escavação AID Esquerdo	0,00	0,00	0,75
Revestimento 1º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,75
Revestimento 2º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00
Endurecimento 2º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00

Tabela 12 – Amplitude forças concentradas - Análise 04

Etapa	Análise 04	
	Seção Plena Esquerda	Seção Plena Direita
Aplicação Força Concentrada	1,00	1,00
Escavação Seção Plena Esquerdo	0,75	1,00
Revestimento 1º Seção Plena Esquerdo	0,75	1,00
Escavação Seção Plena Direito	0,50	0,75
Revestimento 1º Seção Plena Direito	0,25	0,75
Revestimento 2º Seção Plena Esquerdo	0,00	0,38
Revestimento 2º Seção Plena Direito	0,00	0,00
Endurecimento 2º Seção Plena Direito	0,00	0,00

Tabela 13 – Amplitude forças concentradas - Análise 05

Etapa	Análise 05			
	Calota Esquerda	Calota Direita	AID Esquerdo	AID Direito
Aplicação Força Concentrada	1,00	1,00	1,00	1,00
Escavação Calota Esquerdo	0,75	1,00	1,00	1,00
Revestimento 1º Calota Esquerdo	0,75	1,00	1,00	1,00
Escavação Calota Direito	0,50	0,75	1,00	1,00
Revestimento 1º Calota Direito	0,25	0,75	1,00	1,00
Revestimento 2º Calota Esquerdo	0,00	0,38	1,00	1,00
Revestimento 2º Calota Direito	0,00	0,00	1,00	1,00
Escavação AID Esquerdo	0,00	0,00	0,75	1,00
Revestimento 1º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,75	1,00
Escavação AID Direito	0,00	0,00	0,50	0,75
Revestimento 1º AID Direito	0,00	0,00	0,25	0,75
Revestimento 2º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00	0,38
Revestimento 2º AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,00
Endurecimento 2º AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 14 – Amplitude forças concentradas - Análise 06

Etapa	Análise 06						
	Side Drift Esquerdo	Side Drift Direito	Meia Seção Esquerdo	Meia Seção Direito	AID Esquerdo	AID Direito	
Aplicação Força Concentrada	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Escavação Side Drift Esquerdo	0,75	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Revestimento 1º Side Drift Esquerdo	0,75	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Escavação Side Drift Direito	0,64	0,75	1,00	1,00	1,00	1,00	
Revestimento 1º Side Drift Direito	0,54	0,75	1,00	1,00	1,00	1,00	
Escavação Meia Seção Esquerdo	0,43	0,63	0,75	1,00	1,00	1,00	
Revestimento 1º Meia Seção Esquerdo	0,32	0,50	0,75	1,00	1,00	1,00	
Escavação Meia Seção Direito	0,21	0,38	0,50	0,75	1,00	1,00	
Revestimento 1º Meia Seção Direito	0,11	0,25	0,25	0,75	1,00	1,00	
Revestimento 2º Calota Esquerdo	0,00	0,13	0,00	0,38	1,00	1,00	
Revestimento 2º Calota Direito	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	
Escavação AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	1,00	
Revestimento 1º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,75	1,00	
Escavação AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,75	
Revestimento 1º AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	0,75	
Revestimento 2º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38	
Revestimento 2º AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Endurecimento 2º AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

Tabela 15 – Amplitude forças concentradas - Análise 07

Etapa	Análise 07				
	Calota Esquerdo	Side Drift Direito	Meia Seção Direito	AID Esquerdo	AID Direito
Aplicação Força Concentrada	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Escavação Calota Esquerdo	0,75	1,00	1,00	1,00	1,00
Revestimento 1º Calota Esquerdo	0,75	1,00	1,00	1,00	1,00
Escavação Side Drift Direito	0,50	0,75	1,00	1,00	1,00
Revestimento 1º Side Drift Direito	0,25	0,75	1,00	1,00	1,00
Escavação Meia Seção Direito	0,00	0,56	1,00	1,00	1,00
Revestimento 1º Meia Seção Direito	0,00	0,38	0,75	1,00	1,00
Revestimento 2º Calota Esquerdo	0,00	0,19	0,75	1,00	1,00
Revestimento 2º Calota Direito	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
Escavação AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00	0,75	1,00
Revestimento 1º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00	0,75	1,00
Escavação AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,50	0,75
Revestimento 1º AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,25	0,75
Revestimento 2º AID Esquerdo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38
Revestimento 2º AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Endurecimento 2º AID Direito	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

APÊNDICE B – ETAPAS DAS MODELAGENS E DESCRIÇÃO

Neste apêndice são apresentadas as etapas de todas as modelagens, bem como a descrição das modificações que ocorrem no modelo em cada uma delas.

Tabela 16 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 01

Etapa	Descrição
Escavação Seção Plena Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.
Revestimento 1º Seção Plena Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.
Revestimento 2º Seção Plena Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado reduzidas a 0.

Tabela 17 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 02

Etapa	Descrição
Escavação Calota Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.
Revestimento 1º Calota Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.
Revestimento 2º Calota Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo da calota reduzidas a 0. Endurecimento do concreto no Revestimento 1º Calota.
Escavação AID Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.
Revestimento 1º AID Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 1º da calota.
Revestimento 2º AID Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do AID reduzidas a 0. Endurecimento do concreto Revestimento 1º AID Esquerdo. Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 2º da calota.
Endurecimento 2º AID Esquerdo	Endurecimento do concreto Revestimento 2º AID Esquerdo.

Tabela 18 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 03

Etapa	Descrição
Escavação Side Drift Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.
Revestimento 1º Side Drift Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.
Escavação Meia Seção Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 1º Side Drift Esquerdo.
Revestimento 1º Meia Seção Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Desativação das condições de contorno na aresta superior do Revestimento 1º do Side drift.
Revestimento 2º Calota Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo da calota reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimento 1º Meia Seção Esquerdo.
Escavação AID Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 2º Calota Esquerdo.
Revestimento 1º AID Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 1º da calota.
Revestimento 2º AID Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do AID reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimento 1º AID Esquerdo. Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 2º da calota.
Endurecimento 2º AID Esquerdo	Endurecimento do concreto Revestimento 2º AID Esquerdo.

Tabela 19 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 04

Etapa	Descrição
Escavação Seção Plena Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.
Revestimento 1º Seção Plena Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes
Escavação Seção Plena Direito	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 1º Seção Plena Esquerdo.
Revestimento 1º Seção Plena Direito	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.
Revestimento 2º Seção Plena Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo da seção plena reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimento 1º Seção Plena Direito.
Revestimento 2º Seção Plena Direito	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo da seção plena reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimento 2º Seção Plena Esquerdo.
Endurecimento 2º Seção Plena Direito	Endurecimento do concreto Revestimento 2º Seção Plena Direito.

Tabela 20 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 05

Etapa	Descrição
Escavação Calota Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.
Revestimento 1º Calota Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes
Escavação Calota Direito	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 1º Calota Esquerdo.
Revestimento 1º Calota Direito	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.
Revestimento 2º Calota Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo da calota reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimento 1º Calota Direito.
Revestimento 2º Calota Direito	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo da calota reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimnto 2º Calota Esquerdo.
Escavação AID Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 2º Calota Direito.

Revestimento 1º AID Esquerdo	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 1º da calota esquerda.</p>
Escavação AID Direito	<p>Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados</p> <p>Endurecimento do concreto Revestimento 1º AID Esquerdo.</p>
Revestimento 1º AID Direito	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 1º da calota direita.</p>
Revestimento 2º AID Esquerdo	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do AID reduzidas a 0.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Endurecimento do concreto Revestimento 1º AID Direito.</p> <p>Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 2º da calota esquerda.</p>
Revestimento 2º AID Direito	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do AID reduzidas a 0.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Endurecimento do concreto Revestiemnto 2º AID Esquerdo.</p> <p>Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 2º da calota direita.</p>
Endurecimento 2º AID Direito	<p>Endurecimento do concreto Revestimento 2º AID Direito.</p>

Tabela 21 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 06

Etapa	Descrição
Escavação Side Drift Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.
Revestimento 1º Side Drift Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes
Escavação Side Drift Direito	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 1º Side Drift Esquerdo.
Revestimento 1º Side Drift Direito	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.
Escavação Meia Seção Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 1º Side Drift Direito.
Revestimento 1º Meia Seção Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Desativação das condições de contorno na aresta superior do Side drift Esquerdo.
Escavação Meia Seção Direito	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 1º Meia Seção Esquerdo.

Revestimento 1º Meia Seção Direito	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Desativação das condições de contorno na aresta superior do Side drift Direito.</p>
Revestimento 2º Calota Esquerdo	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo da calota reduzidas a 0.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Endurecimento do concreto Revestimento 1º Meia Seção Direito.</p>
Revestimento 2º Calota Direito	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo da calota reduzidas a 0.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Endurecimento do concreto Revestimento 2º Calota Esquerdo.</p>
Escavação AID Esquerdo	<p>Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados</p> <p>Endurecimento do concreto Revestimento 2º Calota Direito.</p>
Revestimento 1º AID Esquerdo	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 1º da calota esquerda.</p>
Escavação AID Direito	<p>Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados</p> <p>Endurecimento do concreto Revestimento 1º AID Esquerdo.</p>

<p>Revestimento 1º AID Direito</p>	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 1º da calota direita.</p>
<p>Revestimento 2º AID Esquerdo</p>	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do AID reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimento 1º AID Direito. Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 2º da calota esquerda.</p>
<p>Revestimento 2º AID Direito</p>	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do AID reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimento 2º AID Esquerdo. Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 2º da calota direita.</p>
<p>Endurecimento 2º AID Direito</p>	<p>Endurecimento do concreto Revestimento 2º AID Direito.</p>

Tabela 22 – Descrição das etapas da modelagem numérica - Análise 07

Etapa	Descrição
Escavação Calota Esquerdo	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.
Revestimento 1º Calota Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes
Escavação Side Drift Direito	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 1º Calota Esquerdo.
Revestimento 1º Side Drift Direito	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Desativação das condições de contorno na aresta superior do Revestimento 1º do Side drift direito.
Escavação Meia Seção Direito	Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado. Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados Endurecimento do concreto Revestimento 1º Side Drift Direito.
Revestimento 1º Meia Seção Direito	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Desativação das condições de contorno na aresta superior do Revestimento 1º do Side drift Direito.
Revestimento 2º Calota Esquerdo	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo da calota reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto do Revestimento 1º Meia Seção Direito.

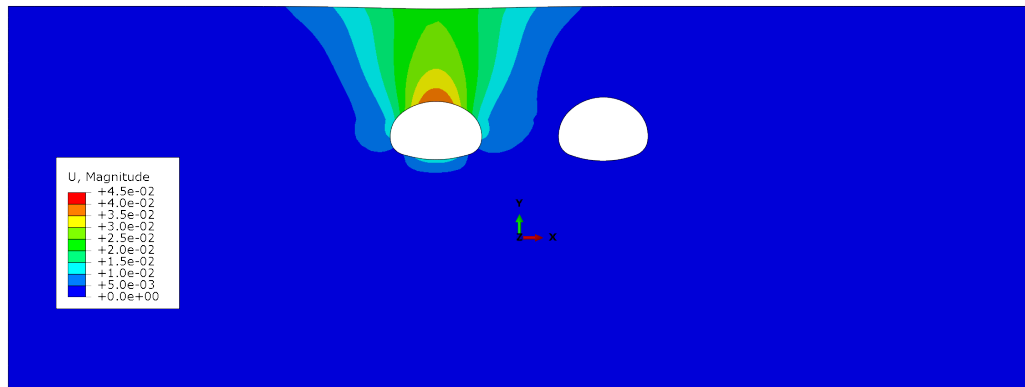
Revestimento 2º Calota Direito	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo da calota reduzidas a 0.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Endurecimento do concreto do Revestimento 2º Calota Esquerdo.</p>
Escavação AID Esquerdo	<p>Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados</p> <p>Endurecimento do concreto Revestimento 2º Calota Direito.</p>
Revestimento 1º AID Esquerdo	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 1º da calota esquerda.</p>
Escavação AID Direito	<p>Redução das forças concentradas em 25% ao longo do elemento escavado.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas ao longo dos elementos já escavados</p> <p>Endurecimento do concreto Revestimento 1º AID Esquerdo.</p>
Revestimento 1º AID Direito	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do elemento ativado constantes.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 1º da calota direita.</p>
Revestimento 2º AID Esquerdo	<p>Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE.</p> <p>Forças concentradas ao longo do AID reduzidas a 0.</p> <p>Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados.</p> <p>Endurecimento do concreto do Revestimento 1º AID Direito.</p> <p>Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 2º da calota esquerda.</p>

Revestimento 2º AID Direito	Ativação do elemento a partir da funcionalidade MODEL CHANGE. Forças concentradas ao longo do AID reduzidas a 0. Redução progressiva das forças concentradas dos elementos já escavados. Endurecimento do concreto Revestimento 2º AID Esquerdo. Desativação das condições de contorno na base do Revestimento 2º da calota direita.
Endurecimento 2º AID Direito	Endurecimento do concreto do Revestimento 2º AID Direito.

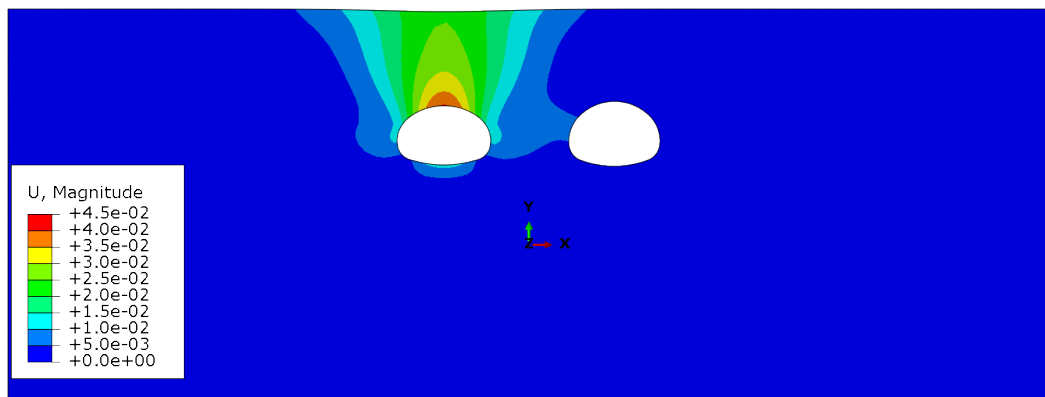
APÊNDICE C – DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DOS DESLOCAMENTO RESULTANTES NO FINAL DA MODELAGEM

Neste apêndice são apresentados os deslocamentos resultantes no final da modelagem de todas as análises geradas no software ABAQUS CAE/Standart.

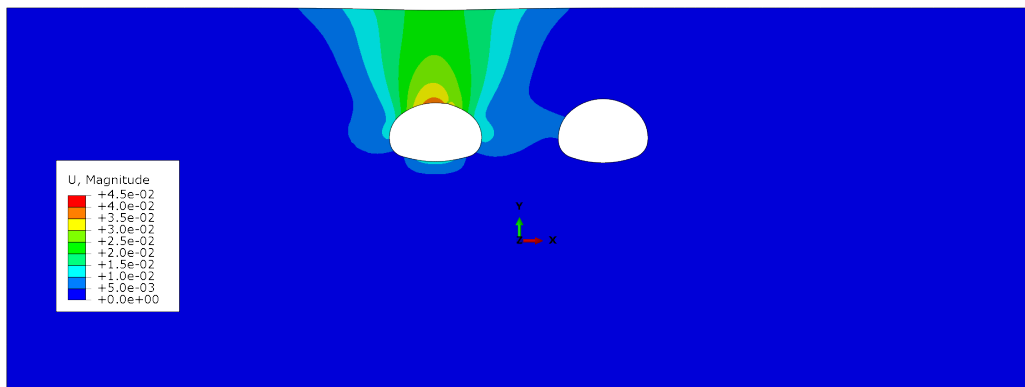
Figura 75 – Deslocamentos totais no final da modelagem - Análises em túnel simples



(a) Análise 01



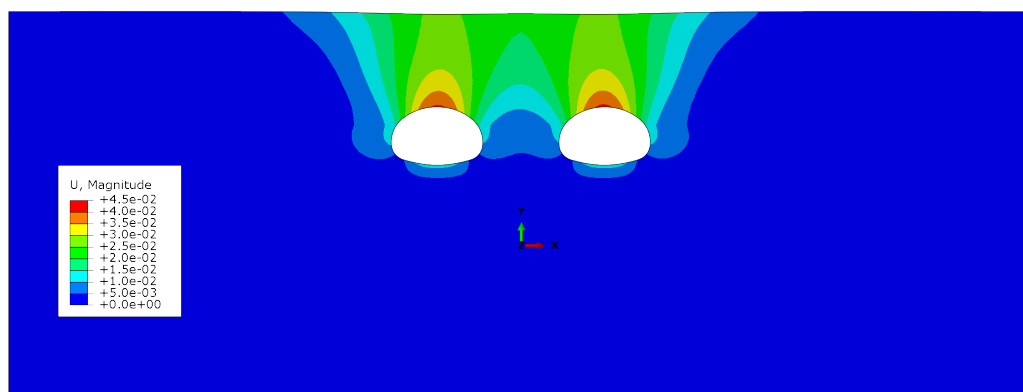
(b) Análise 02



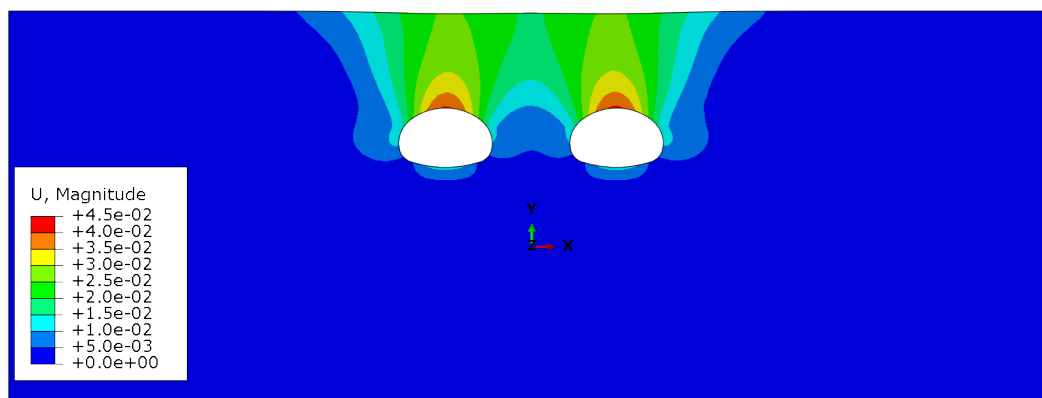
(c) Análise 03

Fonte: Autor

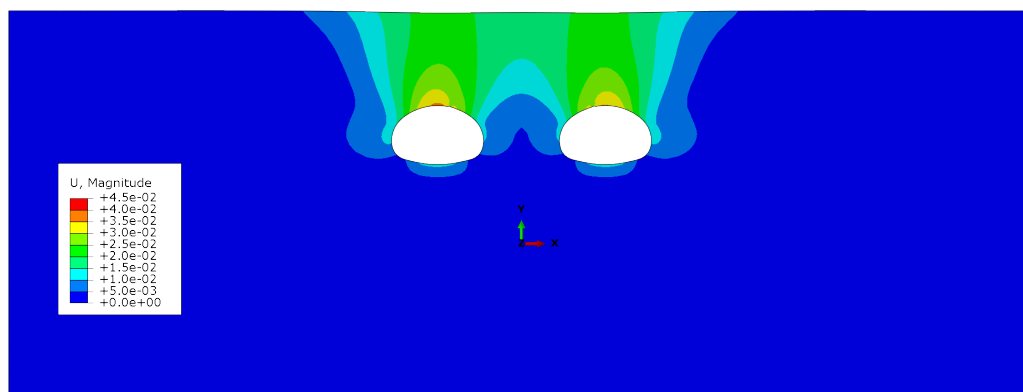
Figura 76 – Deslocamentos totais no final da modelagem - Análises em túnel duplo



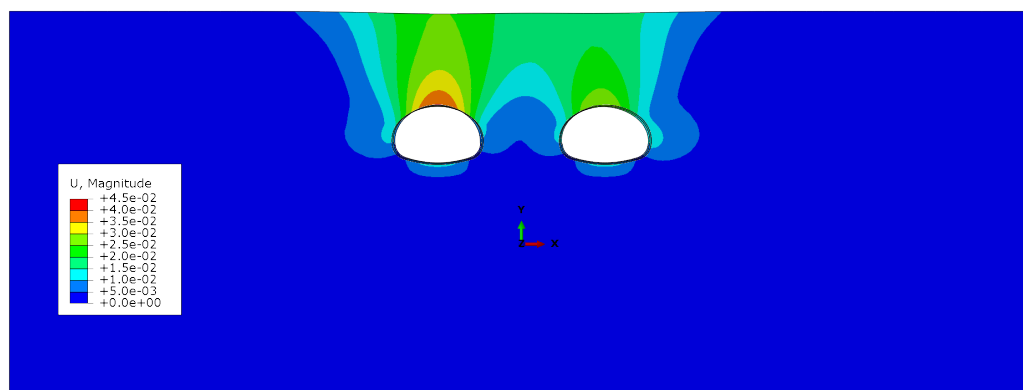
(a) Análise 04



(b) Análise 05



(c) Análise 06



(d) Análise 07

Fonte: Autor