

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE SÃO PAULO

Faculdade de Ciências Exatas e Tecnologia

Clarissa Moreira dos Santos

Mariana França da Silva

**Comparativo dos recalques gerados pela escavação de túneis pelos métodos
*Tunnel Boring Machine e New Austrian Tunneling Method***

São Paulo

2023

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE SÃO PAULO

Faculdade de Ciências Exatas e Tecnologia

Clarissa Moreira dos Santos

Mariana França da Silva

**Comparativo dos recalques gerados pela escavação de túneis pelos métodos
*Tunnel Boring Machine e New Austrian Tunneling Method***

Projeto do trabalho de conclusão de curso apresentada à Banca Examinadora da Pontifícia Universidade Católica de São Paulo, como exigência parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob a orientação da prof.^a. Dr.^a. Mariana de Almeida Motta Rezende.

São Paulo

2023

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE SÃO PAULO

Faculdade de Ciências Exatas e Tecnologia

Clarissa Moreira dos Santos

Mariana França da Silva

**Comparativo dos recalques gerados pela escavação de túneis pelos métodos
*Tunnel Boring Machine e New Austrian Tunneling Method***

Dissertação apresentada à banca examinadora da Pontifícia Universidade Católica de São Paulo, como exigência parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob a orientação da prof.^a. Dr.^a. Mariana de Almeida Motta Rezende

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

DR. NOME COMPLETO – SIGLA DA INSTITUIÇÃO

DR. NOME COMPLETO – SIGLA DA INSTITUIÇÃO

“Educação é um elemento importante na luta pelos direitos humanos. É o meio para ajudar os nossos filhos e as pessoas a redescobrirem a sua identidade e, assim, aumentar o seu autorrespeito. Educação é o nosso passaporte para o futuro, pois o amanhã só pertence ao povo que prepara o hoje”
(Malcolm X)

AGRADECIMENTOS

A engenheira Maria Fernanda Farias pelo grande apoio e contribuições que ajudaram não só a definir o curso do trabalho como seu desenvolvimento. Sua experiência e paciência foi muito valiosa para nossa compreensão do assunto e sua boa vontade te fez uma inspiração.

RESUMO

Obras subterrâneas estão cada vez mais comuns no Brasil, especificamente, no estado de São Paulo devido ao seu grande adensamento populacional. Atualmente, as maiores obras de túneis visam à mobilidade urbana e, assim, aumenta-se a malha metro-ferroviária que atende a região central e metropolitana do estado. Com esta crescente demanda, foram-se atualizando as tecnologias e métodos para estas construções, sendo as mais utilizadas atualmente: o *New Austrian Tunneling Method* (NATM) e as escavações mecanizadas através das *Tunnel Boring Machine* (TBM). Para realização deste tipo de obra, é necessária a investigação previa do maciço a ser escavado a fim de prever seu comportamento e compreender de que forma ele será impactado e qual o tamanho dos danos que podem vir a ocorrer nos terrenos lindeiros. A fim de compreender este comportamento, são realizados ensaios e investigações geotécnicas e utilizada instrumentação para monitoramento. Com estes dados, pode-se calcular a previsão do comportamento da escavação. Tendo isto exposto, o presente projeto tem como finalidade propor um estudo de caso com um perfil geológico da obra da linha 2 do metrô de São Paulo, acerca destes métodos de cálculo de deformação do maciço decorrentes da escavação de túneis pelos métodos NATM e TBM. O objetivo da pesquisa proposta é o de realizar uma análise comparativa dos recalques e das deformações pelo método de cálculo de Mohr-Coulomb e pelo *software FLAC 2D* aplicado nos dois tipos de métodos de escavação apresentados. A partir desta análise comparativa entre os métodos de escavação em solo arenoso e argiloso, pode-se concluir que a crescente utilização das máquinas tuneladoras se justifica além da automatização do processo construtivo, mas também pelo exposto de que o método afeta de maneira menos expressiva o maciço escavado, apresentando menores recalques e tensões durante a execução das escavações, logo, sua interferência nos terrenos lindeiros é expressivamente menor.

Palavras-chave: Escavação metro-ferroviária. *Tunnel Boring Machine*. *New Austrian Tunneling Method*. Comparação de recalques.

ABSTRACT

Underground works are becoming increasingly common in Brazil, specifically in the state of São Paulo, due to its high population density. Currently, the largest tunneling projects focus on urban mobility, thus expanding the metro-rail network that serves the central and metropolitan regions of the state. With this growing demand, technologies and methods for these constructions have been updated, with the most used being the New Austrian Tunneling Method (NATM) and mechanized excavations using Tunnel Boring Machines (TBM). To carry out this type of work, a prior investigation of the massif to be excavated is necessary to predict its behavior and understand how it will be impacted, as well as the extent of the damage that may occur in adjacent areas. To understand this behavior, geotechnical tests and investigations are carried out, and instrumentation is used for monitoring. With this data, it is possible to calculate the forecast of the excavation behavior. Having this background, the present project aims to propose a case study with a geological profile of Line 2 of the São Paulo metro, regarding the deformation calculation methods resulting from tunnel excavation using the NATM and TBM methods. The research objective is to conduct a comparative analysis of settlements and deformations using the Mohr-Coulomb calculation method and the FLAC 2D software applied to both excavation methods. From this comparative analysis between excavation methods in sandy and clayey soil, it can be concluded that the increasing use of tunnel boring machines is justified not only for the automation of the construction process but also because the method affects the excavated massif in a less significant way, resulting in smaller settlements and tensions during excavation. Therefore, its impact on adjacent areas is significantly lower.

Keywords: Metro railway excavation. Tunnel Boring Machine. New Austrian Tunneling Method. Comparison of settlements.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 — Maciço participante do suporte.....	22
Figura 2 — Parcialização da seção de um túnel	23
Figura 3 — Exemplo de túnel em NATM	24
Figura 4 — Tipos de TBM.....	26
Figura 5 — Elementos da tuneladora EPB	28
Figura 6 — Componentes SPB	29
Figura 7 — Modelo simplificado da resistência por atrito entre superfícies de contato.	35
Figura 8 — Tensões verticais e horizontais num elemento do solo.....	38
Figura 9 — Equipamentos utilizados durante uma sondagem tipo SPT.....	39
Figura 10 — Rotação das tensões principais	45
Figura 11 — Zonas de influência das tensões.....	46
Figura 12 — Perda de solo pelo método TBM	49
Figura 13 — Tensões principais	51
Figura 14 — Determinação das tensões a partir das tensões principais	51
Figura 15 — Círculo de Mohr.....	52
Figura 16 — Reta de Coulomb e envoltória de Mohr.....	54
Figura 17 — Envoltória de Mohr-Coulomb.....	54
Figura 18 — Análises traçadas no Perfil Geológico-Geotécnico	55
Figura 19 — Análise 1 – NATM	56

Figura 20 — Análise 1 – TBM	57
Figura 21 — Análise 2 – NATM	58
Figura 22 — Análise 2 – TBM	59
Figura 23 — Passo 0 Malha	61
Figura 24 — Passo 0 Sobrecarga da superfície.....	62
Figura 25 — Passos do túnel em NATM.....	62
Figura 26 — Passo 4 Malha ampliada NATM.....	64
Figura 27 — Passo 5 Malha ampliada NATM.....	65
Figura 28 — Passo 0 Malha TBM	66
Figura 29 — Passo 2 Malha ampliada TBM.....	66
Figura 30 — Análise 1 NATM - Passo 4 - Tensões verticais ampliadas.....	69
Figura 31 — Análise 1 NATM - Passo 5 - Tensões verticais ampliadas.....	69
Figura 32 — Análise 1 NATM - Passo 6 - Tensões verticais ampliadas.....	70
Figura 33 — Análise 1 TBM – Passo 3– Tensões verticais ampliadas	71
Figura 34 — Análise 2 NATM - Passo 4 - Tensões verticais ampliadas.....	72
Figura 35 - Análise 2 NATM - Passo 5 - Tensões verticais ampliadas	72
Figura 36 — Análise 2 NATM - Passo 6 - Tensões verticais ampliadas.....	73
Figura 37 — Análise 2 TBM – Passo 3– Tensões verticais ampliadas	74
Figura 38 — Análise 1 NATM - Passo 4 - Tensões horizontais ampliadas	75
Figura 39 — Análise 1 NATM - Passo 5 - Tensões horizontais ampliadas	76

Figura 40 — Análise 1 NATM - Passo 6 - Tensões horizontais ampliadas	76
Figura 41 — Análise 1 TBM – Passo 3– Tensões horizontais ampliadas	77
Figura 42 — Análise 2 NATM - Passo 4 - Tensões horizontais ampliadas	78
Figura 43 — Análise 2 NATM - Passo 5 - Tensões horizontais ampliadas	78
Figura 44 — Análise 2 NATM - Passo 6 - Tensões horizontais ampliadas	79
Figura 45 — Análise 2 TBM – Passo 3– Tensões horizontais ampliadas	80
Figura 46 — Análise 1 NATM – Passo 4– Deslocamentos verticais ampliados.....	81
Figura 47 — Análise 1 NATM – Passo 5– Deslocamentos verticais ampliados.....	82
Figura 48 — Análise 1 NATM – Passo 6– Deslocamentos verticais ampliados.....	82
Figura 49 — Análise 1 TBM – Passo 3– Deslocamentos verticais ampliados.....	83
Figura 50 — Análise 2 NATM – Passo 4– Deslocamentos verticais ampliados.....	84
Figura 51 — Análise 2 NATM – Passo 5– Deslocamentos verticais ampliados.....	85
Figura 52 — Análise 2 NATM – Passo 6– Deslocamentos verticais ampliados.....	85
Figura 53 — Análise 2 TBM – Passo 3– Deslocamentos verticais ampliados.....	86
Figura 54 — Análise 1 NATM – Passo 4– Deslocamentos horizontais ampliados	87
Figura 55 — Análise 1 NATM – Passo 5– Deslocamentos horizontais ampliados.....	88
Figura 56 — Análise 1 NATM – Passo 6– Deslocamentos horizontais ampliados.....	88
Figura 57 — Análise 1 TBM – Passo 3– Deslocamentos horizontais ampliados.....	89
Figura 58 — Análise 2 NATM – Passo 4– Deslocamentos horizontais ampliados.....	90
Figura 59 — Análise 2 NATM – Passo 5– Deslocamentos horizontais ampliados.....	90

Figura 60 — Análise 2 NATM – Passo 6– Deslocamentos horizontais ampliados.....	91
Figura 61 — Análise 2 TBM – Passo 3– Deslocamentos horizontais ampliados.....	91
Figura 62— R02 Análise 1 NATM – (perda de solo=1.21%).....	93
Figura 63 — Análise 1 NATM - Através da planilha de Peck	93
Figura 64 — R03 Análise 1 TBM – Alívio de 30% (perda de solo=0.48%).....	94
Figura 65 — Análise 1 TBM Através da planilha de Peck.....	94
Figura 66 — R02 Análise 2 NATM – (Perda de solo: 1.35%).....	95
Figura 67— Análise 2 NATM - Através da planilha de Peck	96
Figura 68 — R03 Análise 2 TBM – Alívio de 30% (Perda de solo: 0.47%).....	96
Figura 69 — Análise 2 TBM Através da planilha de Peck.....	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 — Investigações Geológicas: Métodos Diretos e Indiretos	31
Tabela 2 — Parâmetros utilizados nas análises	33
Tabela 3 — Valores típicos do coeficiente de empuxo no repouso	38
Tabela 4 — Instrumentação externa	42
Tabela 5 — Instrumentação interna	43
Tabela 6 — Resumo dos recalques superficiais e perda de solo.....	97

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 — Análise de variação de pressões no revestimento	25
Gráfico 2 — Tensão x Deformação	37
Gráfico 3 — Evolução das tensões verticais no maciço	47

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Normas Técnicas Brasileiras
TCC	Trabalho de Conclusão de Curso
TBM	Tunnel Boring Machine
EPB	Earth Pressure Balance
SPB	Slurry Pressure Balance
SPT	Standard Penetrations Test
AIP	Arco invertido provisório
AID	Arco invertido definitivo
VSE	Ventilação e Saída de Emergência
ATO	Acompanhamento Técnico de Obras
VL	Volume Loss
γ	Peso específico
σ	Tensão normal
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão principal menor
σ_y	Tensão vertical
σ_x	Tensão horizontal
τ	Tensão cisalhante
φ	Ângulo de atrito
CPT	Cone Penetrations Test
CPTU	Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement
DMT	Dilatômetro Marchetti
CSL	Cross-hole Sonic Logging
GPR	Ground Penetrating Radar
P	Peso
V	Volume
P_{ar}	Peso da amostra no ar;
P_{imerso}	Peso da amostra submerso na água.
kN	KiloNewton

M	Metro
σ_1	Tensão De Contato
A	Área De Contato
τ_1	Esforço Tangencial Unitário
ϕ_1	Obliquidade
$\phi_{\text{máx}}$	Obliquidade Máxima
<i>tg</i>	Tangente
K0	Coefficiente De Empuxo Em Repouso
<i>sen</i>	Seno

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	18
1.1.	Justificativa	20
1.2.	Objetivos	21
2.	ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS	22
2.1.	Novo Método Austríaco de Tunelamento – NATM	22
2.2.	<i>Tunnel Boring Machine</i> (Máquina Perfuradora de Túneis) – TBM	25
2.2.1.	<i>Earth Pressure Balance</i> (Equilíbrio de Pressão no Solo) - EPB	27
2.2.2.	<i>Slurry Pressure Balance</i> (Equilíbrio de Pressão da Lama) - SPB	29
3.	INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO- GEOTÉCNICAS	31
3.1.	Dados Geológicos	33
3.1.1.	Peso Específico	34
3.1.2.	Coesão	34
3.1.3.	Ângulo de atrito	35
3.1.4.	Módulo de elasticidade	36
3.1.5.	Coefficiente De Empuxo Em Repouso (K_0)	37
3.2.	Sondagem à Percussão (SPT)	39
3.3.	Instrumentação Do Maciço	41
3.3.1.	Instrumentação externa	42
3.3.2.	Instrumentação interna	43

4.	COMPORTAMENTO DO MACIÇO.....	44
4.1.	Alívio das tensões	46
4.2.	Perda de Solo	48
5.	teoria de mohr-coulomb	50
5.1.	Critérios de ruptura	53
6.	MATERIAIS E MÉTODOS	55
6.1.	Materiais	55
6.2.	Métodos	60
6.2.1.	Análise 1 e 2 para NATM	61
6.2.2.	Análise 1 e 2 para TBM	65
7.	RESULTADOS.....	68
7.1.	Análise 1 NATM e TBM -Tensões verticais	68
7.2.	Análise 2 NATM e TBM -Tensões verticais	71
7.3.	Análise 1 NATM e TBM -Tensões horizontais.....	75
7.4.	Análise 2 NATM e TBM -Tensões horizontais.....	77
7.5.	Análise 1 NATM e TBM – Deslocamentos verticais	80
7.6.	Análise 2 NATM e TBM – Deslocamentos verticais	84
7.7.	Análise 1 NATM e TBM – Deslocamentos horizontais.....	87
7.8.	Análise 2 NATM e TBM – Deslocamentos horizontais.....	89
7.9.	Análise 1 NATM e TBM - Recalques	92

7.10. Análise 2 NATM e TBM - Recalques	95
8. Conclusão	99
8.1. Sugestão para trabalhos futuros	100
REFERÊNCIAS	101

1. INTRODUÇÃO

Segundo Lima (2016), túneis são passagens artificiais criadas num maciço. Desde a pré-história o ser humano vem aprimorando seus conhecimentos e técnicas de escavação. Com o passar do tempo, os propósitos se tornaram mais utilitários e as obras subterrâneas foram se desenvolvendo e produzindo tecnologias como: sistemas de irrigação, tumbas, mineração e condução de esgoto, conforme Moreira (2006).

Ainda de acordo com Moreira (2006), um dos incentivos mais recentes para a execução de túneis foram os canais de navegação no século XVII, seguido pelas ferrovias no século XIX. Nota-se que, após esses períodos de constante desenvolvimento, foram observadas melhoras tanto na segurança das obras como na sua execução. Atualmente, a escolha de uma construção subterrânea considera principalmente a diminuição dos impactos ambientais e a melhora da vida da população para ser implantada.

No Brasil, a indústria tuneleira teve seu desenvolvimento impulsionado pela Estrada de Ferro Dom Pedro II, no Japeri Barra do Pirai no Rio de Janeiro por volta de 1860. Os primeiros túneis ferroviários brasileiros foram executados em meados do século XIX ainda por métodos hoje tidos como convencionais e manuais, com a utilização de ponteiros, marretas e materiais explosivos. O propósito destas construções foi de suprir as demandas de mobilidade e transporte de cargas advindas dos portos para locais mais afastados das cidades litorâneas (ROCHA, 2012).

Atualmente, devido ao adensamento populacional e os níveis de ocupação do solo na superfície, a execução e expansão das linhas do metrô - sistema que funciona principalmente através de vias subterrâneas, é uma solução importante nos meios urbanos que sofrem da crescente demanda de meios de transportes mais eficientes tanto no quesito capacidade de lotação quanto em impacto ambiental.

Existem diversos métodos construtivos para a execução de túneis, dentre eles, pode-se citar escavação de poços, valas a céu aberto, tuneladoras (*Tunnel Boring Machines* - TBMs) e o método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*). Para definir o melhor método para cada caso é necessário avaliar um conjunto de critérios técnicos, econômicos e de segurança, como o perfil geológico do maciço a ser atravessado, a geometria da seção, o comprimento do túnel,

a localização do terreno, a presença de outras obras próximas e a disponibilidade dos serviços na região, conforme Meneguz (2021).

As escavações subterrâneas geram movimentações inevitáveis no maciço, responsáveis por recalques e deformações não apenas na área escavada como também em terrenos adjacentes segundo Peck (1969), Yamaji e Kochen (s.d.) alertam que tanto a natureza como a grandeza destas perturbações dependem de um certo número de fatores que condicionam o comportamento de uma escavação. Portanto, o projeto de túneis urbanos exige uma previsão das deformações associadas com a escavação dos túneis.

A ocorrência de acidentes é procedência da ineficácia na antecipação dos riscos e monitoramento das movimentações. Como forma de prevenção de danos as estruturas lindeiras e a segurança da obra é necessário que sejam feitas estimativas das deformações e seu padrão de distribuição e para esta previsão Giannotti (2003) explica que é necessário mapear e analisar estes fatores que influenciam direta e indiretamente na execução.

Com base no exposto, observa-se a importância do tema para que as obras subterrâneas sejam executadas com mais segurança e previsibilidade quanto aos impactos dos recalques superficiais. Sendo assim, este projeto de pesquisa tem como finalidade comparar os deslocamentos no maciço causados através de túneis escavados pelos métodos NATM (*New Austrian Tunneling Method*) e TBM (*Tunnel Boring Machine*). Para que esse objetivo seja alcançado, o projeto foi estruturado em capítulos teóricos, nos quais foram expostos os conceitos principais que envolvem uma escavação subterrânea pelos modelos construtivos propostos, seguidos da apresentação de métodos de cálculo aplicados e uma análise comparativa dos resultados obtidos do FLAC2D (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*).

1.1. Justificativa

O estado de São Paulo sofre constantemente com a demanda de um sistema de mobilidade mais adequado ao contínuo crescimento populacional. Em pesquisa realizada pela revista metrô-CPTM (MEIER, 2023), entre os anos de 2021 e de 2022 houve um aumento no número de viagens realizados nas linhas metro ferroviárias do estado em 37%. Por conta desta necessidade, atualmente, a malha ferroviária do Estado de São Paulo conta com duas grandes obras de expansão do metrô: a linha 2 – verde que terá cerca de 8.4 km de túneis escavados, com previsão de mais de 23 novas estações e VSE's (Ventilação e Saída de Emergência) que estão sendo escavados pelos métodos *Tunnel Boring Machine* (TBM) e *New Austrian Tunneling Method* (NATM), poços e valas a céu aberto.

Todos os trechos de vias e unidades construtivas passam por uma caracterização geológico-geotécnica através de diversas instrumentações e ensaios, tanto em laboratório como *In-Situ*. Devido as peculiaridades dos solos e insuficiência ou inexatidão dos cadastros de redes públicas, torna-se impossível conhecer completamente o terreno no qual se executará o projeto, porém, com o avanço das técnicas de investigação, pode-se chegar a uma estimativa da sua composição e conseqüentemente seu comportamento.

A elaboração de análises para previsão de recalques e distorções é a base para a prevenção de danos dos impactos gerados em escavações subterrâneas no meio urbano. A bacia de recalque gerada pela escavação está associada com a área da seção geométrica do túnel, seu método de escavação e o maciço em que se encontra. Cada material se comporta de forma específica, logo, a perda de solo para cada arranjo geológico é diferente. As porcentagens de perdas dependem de uma interpretação da análise do maciço que leva em conta não apenas os tipos das camadas que formam o perfil e suas propriedades, mas também, outros dados como a cobertura do túnel, que tipo de terreno compõe essa cobertura, falhas geológicas locais, presença de fluxo de água e particularidades de cada obra executada.

Desta forma, observa-se a relevância da proposta deste trabalho, que compara os diferentes recalques e perdas de solo na execução de túneis escavados pelos métodos NATM e TBM.

1.2. Objetivos

O objetivo geral deste trabalho de conclusão de curso é realizar uma análise comparativa dos recalques gerados no maciço devido à escavação pelos métodos NATM e TBM. Para isto, alguns objetivos específicos foram traçados:

- Realizar a análise 1 no *software* FLAC2D em seção com solo majoritariamente arenoso para escavação no pelo método NATM;
- Realizar a análise 1 no *software* FLAC2D em seção com solo majoritariamente arenoso para escavação no pelo método TBM;
- Realizar a análise 2 no *software* FLAC2D em seção com solo majoritariamente argiloso para escavação no método NATM;
- Realizar a análise 2 no *software* FLAC2D em seção com solo majoritariamente argiloso para escavação no pelo método TBM;
- Comparar os resultados das análises 1 e 2 gerados através de um túnel escavado em NATM e TBM a partir do *software* FLAC2D.

2. ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

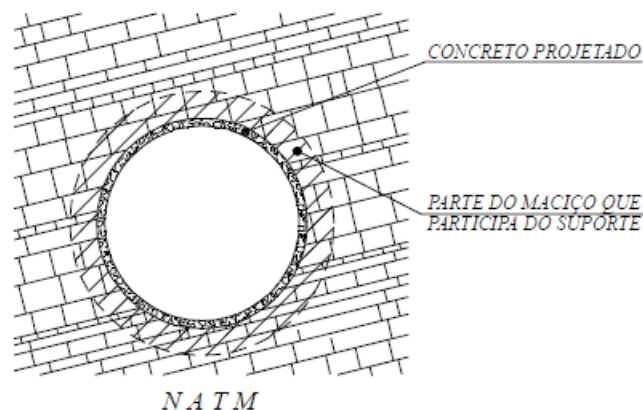
Este capítulo abordou os métodos de escavações subterrâneas em NATM e TBM, sendo os dois os mais comumente utilizados na execução dos túneis de via e nas estações de metrô.

2.1. Novo Método Austríaco de Tunelamento – NATM

Segundo Lima (2016), o *New Austrian Tunneling Method*, NATM (Novo Método Austríaco de Tunelamento) foi desenvolvido por Ladislau von Rabcewicz e Pacher na segunda metade do século XX, o método tem como princípio básico fazer com que o terreno trabalhe como colaborador na resistência da estrutura e não apenas como carga.

Como cita Monteiro, Rocha e Carvalho (2019) e mostra a Figura 1, o método utiliza o concreto projetado para estabilização das deformações do maciço de forma controlada por meio do acompanhamento através de instrumentações adequadas previamente instaladas, assunto que foi abordado no Capítulo 4.

Figura 1 — Maciço participante do suporte



Fonte: Manual Técnico, Campanhã e Boscov (1998)

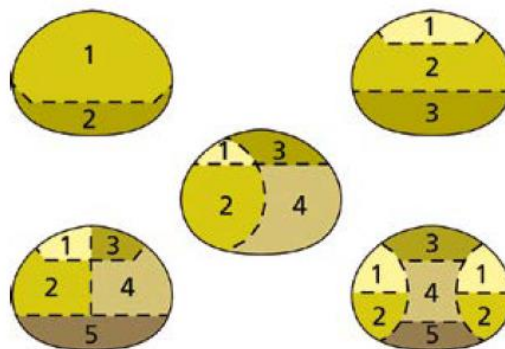
No NATM, o maciço, que antes era parte apenas do carregamento sobre a estrutura, passa a auxiliar no seu suporte promovendo sua resistência interna, estabilizando o túnel pelo alívio de tensões, de acordo com Campanhã e Boscov (1998).

Ainda conforme Campanhã e Boscov (1998), as deformações excessivas no maciço fazem com que ele perca sua capacidade de autossuporte, assim como a acomodação interna das camadas no seu interior, esses são efeitos prejudiciais derivados de deformações excessivas e causados pela existência de vazios entre o revestimento e o terreno e pela demora na aplicação dos suportes, podendo estes serem o concreto projetado acompanhado de cambotas, telas metálicas ou tirantes, dependendo da necessidade.

A possibilidade parcialização das seções se torna um outro atrativo dos túneis em NATM. As parcializações são repartições da seção plena do túnel, que serão escavadas em sequência. São interessantes pois quanto menor a área escavada em cada etapa da parcialização, menos tensões são aliviadas no maciço, sendo assim, menor o recalque gerado e maior o tempo de autossustentação do maciço. A quantidade de repartições na sequência executiva e a variação nos passos de avanço é determinada pelo tipo de terreno em que se está trabalhando, as dimensões do túnel, o prazo e o custo, segundo Solotrat (2018).

Na Figura 2, podem ser vistos exemplos de parcializações adotadas no método NATM, onde os números apresentam as etapas de escavação, os passos de avanço de cada uma delas varia de acordo com o maciço escavado.

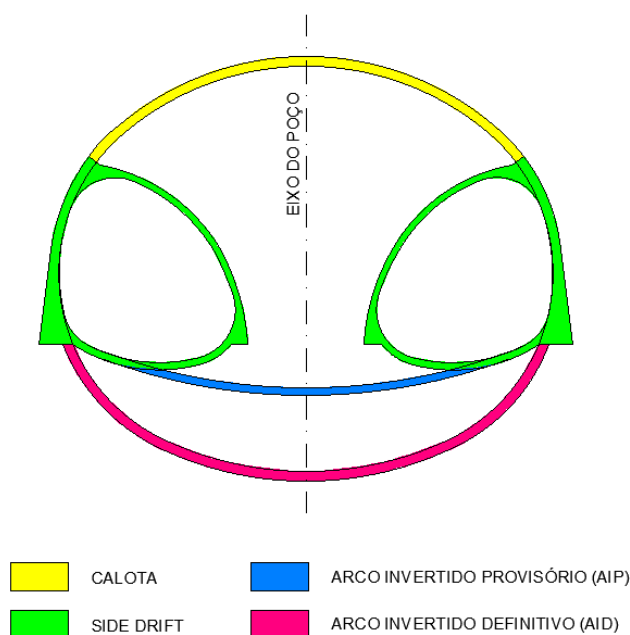
Figura 2 — Parcialização da seção de um túnel



Fonte: Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda (2018)

A Figura 3 mostra um exemplo de um túnel em NATM com parcialização em dois *side drifts*, seguido da calota do túnel e seu fechamento com o AIP, seguido do AID.

Figura 3 — Exemplo de túnel em NATM



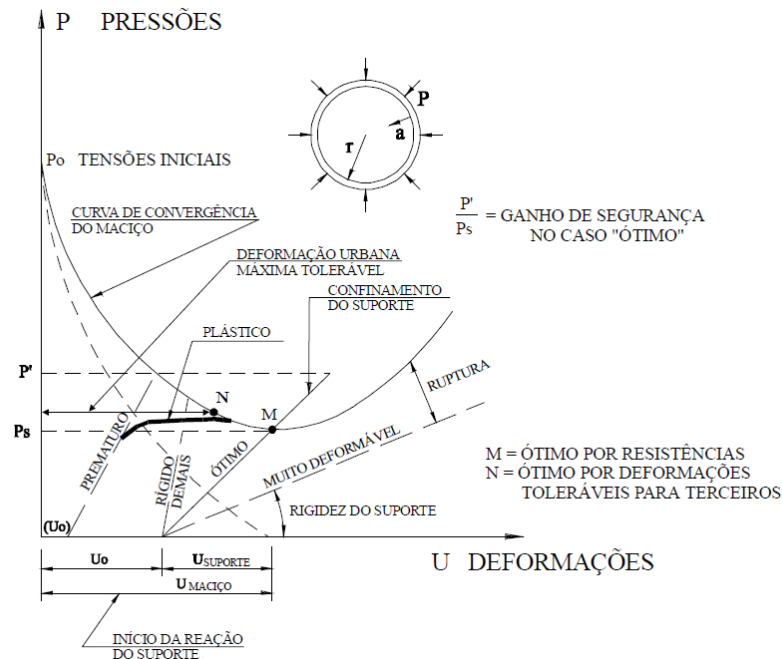
Fonte: Elaboração própria

“A melhor forma de execução de um túnel é a escavação em seção plena com o fechamento mais rápido possível da seção” (Lima 2016, p;9). Para que isso ocorra, durante as parcializações são adotados arcos invertidos provisórios (AIP) para estabilização da seção e após finalizado o túnel esse arco é demolido e substituído pelo arco invertido definitivo (AID).

Como pode ser visto na Figura 2 e Figura 3, costuma-se evitar cantos vivos que causem concentrações de tensões. A preferência é por formatos arredondados que auxiliam no equilíbrio das tensões, conforme Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda. (2018). Os avanços são executados posteriormente ao condicionamento do maciço e, se necessário, do rebaixamento do lençol freático para o alívio das pressões sobre a superfície do suporte.

Com base no gráfico da Gráfico 1 e pelo discorrido no capítulo, o maciço quando escavado sofre o alívio de suas tensões, o revestimento primário em concreto projetado de suporte deve ser aplicado no tempo certo para que seja possível o caso ótimo. Se a aplicação for prematura, o concreto projetado ficará sujeito a tensões maiores que o necessário.

Gráfico 1— Análise de variação de pressões no revestimento



Fonte: Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda (2018)

Portanto, apesar de o NATM ser um método muito versátil de escavação, ele deve ser executado e guiado sempre por um acompanhamento eficiente de um sistema de instrumentação para medir o andamento das deformações, investigações detalhadas do maciço, antes e durante o prosseguimento da obra e uma equipe competente de ATO.

2.2. Tunnel Boring Machine (Máquina Perfuradora de Túneis) – TBM

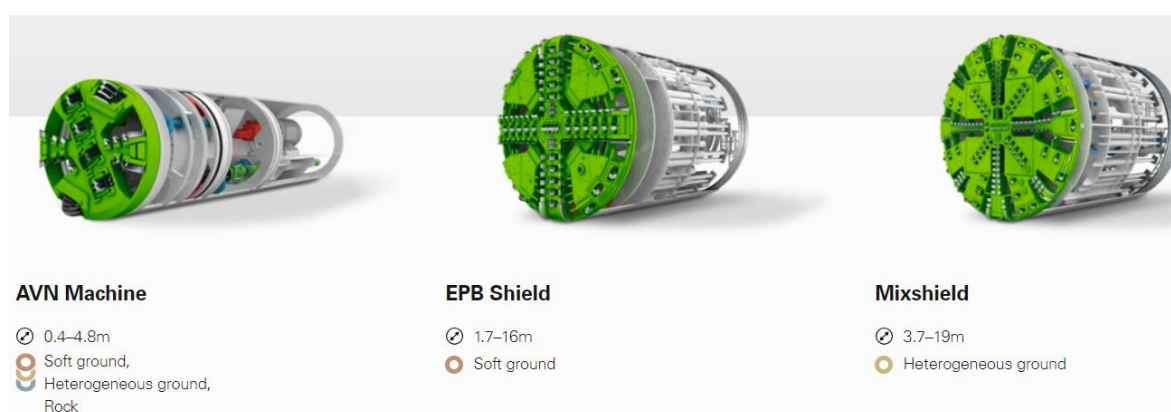
Com o crescente aumento pela demanda de infraestrutura urbana para atender às necessidades populacionais de deslocamento, foi-se observando a necessidade por tecnologias para uma execução mais segura e estável destes elementos. Com a alta densidade urbana dos centros metropolitanos, a tendência se tornou a execução de obras subterrâneas. Conforme Aquino (2021), esta crescente demanda por mobilidade urbana abriu caminho para a industrialização dos meios de execução das obras urbanas, especialmente com as malhas metro-ferroviárias percorrendo as grandes cidades ao redor do mundo.

O método TBM, máquinas perfuradoras de túneis, é caracterizado pela escavação mecanizada de túneis longos e de grandes diâmetros com maquinário específico para o tipo de

solo do local da escavação, realizando esta atividade de forma mais eficiente, produtiva e mais segura do que os meios não mecanizados de perfuração (CASTRO, 2013).

Mesmo havendo diversos tipos de máquinas tuneladoras, seu princípio de funcionamento é intrinsecamente o mesmo: elas utilizam discos circulares em rotação na face da máquina para escavarem o maciço na frente da escavação, aplicando neste solo uma pressão semelhante a já existente naquele solo, para assim, manter o equilíbrio (ROCHA, 2019). A quantidade de discos na face de cada máquina varia de acordo com o tipo de solo a ser escavado, conforme Figura 4.

Figura 4 — Tipos de TBM



Fonte: Herrenknecht AG (2023)

Um dos motivos para a crescente utilização das tuneladoras em obras de túneis é que devido ao seu método de escavação, ela promove uma maior estabilidade ao solo e reduz de forma significativa a incidência de recalques comuns a este tipo de obra. Além disso, segundo Gioia *et al.* (2021), outro fator que torna as escavações mecânicas mais visadas no atual cenário de desenvolvimento urbano é a sua produtividade alta em relação aos métodos anteriormente utilizados. A produtividade média de escavação pelo método TBM é 15 vezes mais eficaz do que pelo método NATM. Onde por dia o TBM executa 15 metros de túnel, no NATM se executa apenas 1 metro.

A primeira tuneladora de grande diâmetro foi utilizada no Brasil para a escavação da primeira linha de metrô de São Paulo, a linha 1 azul, nos anos 70, e a primeira escavação de TBM em rocha foi realizada apenas em 2009 pela Petrobras, segundo Aquino (2021). Isso mostra que levou mais do que 3 décadas, desde a primeira TBM em São Paulo, para a utilização das tuneladoras para a escavação em maciços rochosos, mesmo este sendo um tipo de solo de

grande volume na região de estudo desta pesquisa. Depois da criação deste precedente pela Petrobras, as tuneladoras foram sendo cada vez mais utilizadas devido a sua grande versatilidade e por ela representar a mecanização integral dos processos de construção subterrânea.

Gioia *et al.* (2021) menciona que existem diversos tipos de tuneladoras e a escolha para a utilização de cada tipo leva em conta parâmetros do solo como sua resistência, a deformabilidade, a compressibilidade, permeabilidade e heterogeneidade. Devido ao perfil geológico heterogêneo da cidade de São Paulo, os modelos mais utilizados são o EPB (*Earth Pressure Balance*) e SPB (*Slurry Pressure Balance*), pois podem ser utilizados de solos moles até rochas, sendo a segunda menos utilizada devido ao seu valor consideravelmente alto em relação ao custo da EPB.

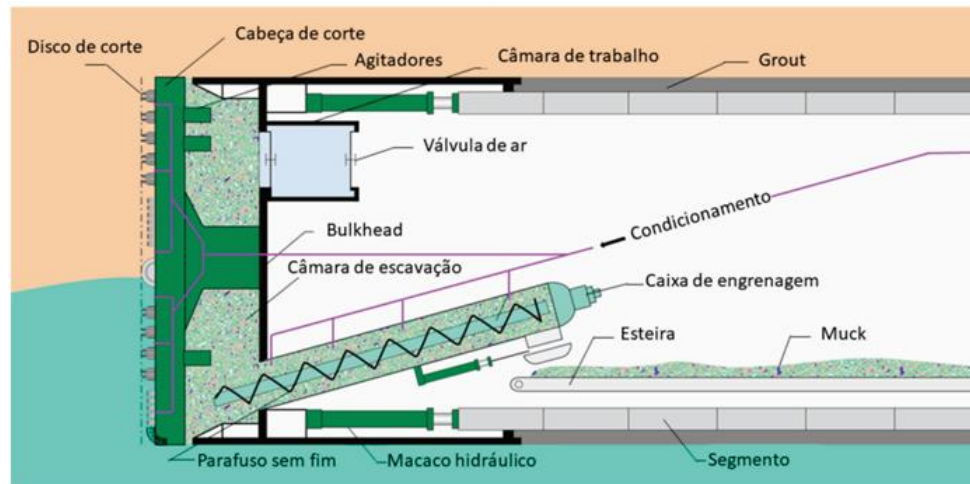
Nos tópicos a seguir, foram descritos os princípios do funcionamento das máquinas EPB e SPB, que são as utilizadas nas obras atuais de túneis de grandes diâmetros na cidade de São Paulo.

2.2.1. *Earth Pressure Balance* (Equilíbrio de Pressão no Solo) - EPB

A EPB é conhecida como uma das tuneladoras com escudo único (*single shield*). Seu método de escavação permite que ela seja utilizada de forma versátil em diversos tipos de solo, desde solos com características desfavoráveis à execução de túneis, até solos rochosos, porém, comumente são mais utilizadas para solos macios. Além de permitir que a obra seja executada em diversos tipos de solo, a EPB viabiliza a construção em grandes centros urbanos, pois a estabilidade que ele proporciona na execução faz com que a sua interferência nas construções lindeiras à escavação seja muito baixa ou irrelevante Yu *et al.* (2017).

Ao explicar o princípio do funcionamento da EPB, Gioia *et al.* (2021) diz que a tuneladora de modelo EPB (*Earth pressure balance*, do inglês, equilíbrio de pressão da terra), exerce no solo uma pressão contrapressão semelhante ao empuxo *in situ* do solo escavado, condicionando, assim, o solo para que ele perca densidade e ganhe maleabilidade. A EPB é composta pelos elementos ilustrados na Figura 5.

Figura 5 — Elementos da tuneladora EPB



Fonte: Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (2021)

Para estabilização da frente de escavação, a tuneladora EPB dispõe de um sistema de pressurização. No seu ciclo de escavação, o solo escavado entra na cabeça de corte, esta entrada é controlada também por cilindros hidráulicos que aplicam força na cabeça de corte contra a face a ser escavada até o ponto de equilíbrio entre a pressão aplicada pela máquina, pelo maciço a ser escavado e pela água contida nele. No final deste ciclo de corte, o maciço que estava na câmara é retirado pelo parafuso de rosca infinita contido na caixa de engrenagem, dispositivo utilizado para aliviar a pressão no material removido durante a escavação, levando para uma esteira a pressão atmosférica para que seja descartado. (GIOIA *et al*, 2021).

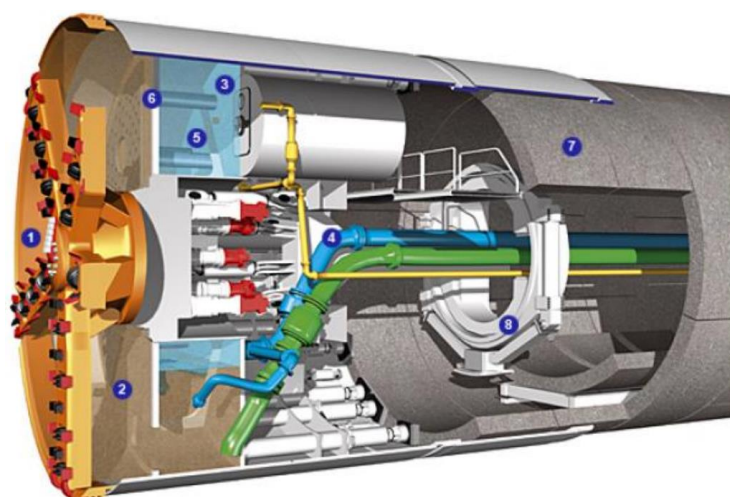
Após a realização da escavação com o disco de corte, a tuneladora posiciona quase de imediato aduelas de concreto armado para sustentação do arco escavado, intercalando suas juntas para proporcionar uma maior resistência às tensões tangências que carregam o revestimento posicionado nas faces do túnel. De acordo com Aguiar (2017), a determinação da carga no revestimento envolve a consideração de apenas 50% das tensões iniciais *in situ*, devido aos efeitos de relaxamento e redistribuição provocados pela escavação. Além disso, sugere-se a redução da rigidez do revestimento com base na quantidade de juntas, com uma redução esperada na inércia para revestimentos que apresentam cinco ou mais juntas, sendo este elemento denominado de inércia efetiva do revestimento proposta por Muir Wood e apresentada na equação (14).

2.2.2. *Slurry Pressure Balance* (Equilíbrio de Pressão da Lama) - SPB

No processo de perfuração, para uma maior estabilidade do solo, a SPB (*slurry pressure balance*) injeta, de forma pressurizada no solo uma mistura de água com bentonita. Essa mistura é denominada *Slurry*, comumente chamadas de máquinas de lama, para estabilização da frente de escavação. A proporção da mistura de água com bentonita varia de acordo com o tipo de solo e as propriedades que ele apresenta. Sua aplicação, segundo Aguiar (2017), se resume no bombeamento do *slurry* para a câmara de escavação, onde, a partir da cabeça de corte, ela penetra no maciço escavado, formando uma membrana impermeável. Dessa forma, a estabilidade da frente de escavação é garantida com a combinação do *slurry* com o maciço. Sequencialmente, a terra escavada é bombeada para fora da câmara por tubos para separação da bentonita do solo.

Na Figura 6, podem ser observados os componentes de uma tuneladora do modelo *Slurry*, de acordo com Couri Jr (s.d.), sendo: (1) cabeça de corte; (2) câmara de escavação; (3) anteparo de pressão; (4) tubos de entrada de bentonita e de saída do maciço escavado com bentonita para posterior separação; (5) câmara de ar pressurizado; (6) separador; (7) aduela e (8) instalador de aduelas.

Figura 6 — Componentes SPB



Fonte: Notas de aula - Universidade Uninove, Couri Jr. (s.d)

Este tipo de máquina tuneladora suporta a pressão da frente de escavação através do equilíbrio que a mistura de lama e bentonita inserida no solo proporciona. Sempre que a pressão

da mistura de suporte for maior do que a pressão da água subterrânea, o fluido tenderá a fluir para o solo. Em solos permeáveis, como areia saturada, isso causará um campo de excesso de pressão nos poros à frente da SPB-TBM, o que influencia a estabilidade da face do túnel (NEGRO; CECÍLIO; BILFINGER, 2018).

3. INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO- GEOTÉCNICAS

De acordo com Popp (2017), a geologia baseia-se em fundamentos científicos como da matemática, física, química e biologia, tanto quanto do conhecimento da superfície da terra para fundamentar seus conceitos e entendimentos sobre o comportamento da crosta terrestre. Sendo a crosta descrita como a parte mais externa da Terra que é constituída de rochas e sedimentos decorridos das diversas transformações e movimentações do planeta. Entendo a concepção da crosta em diferentes planícies, pode-se traçar um perfil da geologia e entender sua formação que influencia diretamente na estrutura desta área e suas reações à eventuais interferências humanas. (POPP, 2017).

Etimologicamente a palavra geologia deriva do grego que significa estudo da Terra, mas cientificamente falando, esta área estuda duas áreas principais, sendo elas a geologia física que investiga os materiais da terra como as rochas e os minerais, e os processos que ocorrem no planeta, e a geologia histórica, que busca entender os processos pelos quais tanto a superfície terrestre quanto o seu interior já passaram. (WICANDER e MONROE 2017)

Segundo Popp (2017), os métodos de investigação geológica são divididos em métodos diretos e indiretos, onde os métodos são aqueles que se utilizam diretamente do solo para identificação e mapeamento da superfície, entre eles pode-se mencionar os mapeamentos de rochas e estruturas geológicas, escavações e as sondagens, que por se tratar dos métodos mais baratos, são os mais utilizados pela indústria da construção. Já os métodos indiretos se baseiam em estudos e utilização de equipamentos remotos como fotos, scanners e afins. Abaixo, na Tabela 1 apresenta um resumo dos principais métodos diretos e indiretos de investigação geológica.

Tabela 1 — Investigações Geológicas: Métodos Diretos e Indiretos

INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICAS	
MÉTODOS DIRETOS	DESCRIÇÃO
<i>Standard Penetration Teste (SPT)</i>	Realização <i>in loco</i> , com retirada de amostras para testes em laboratório. Maiores detalhamentos da sua execução serão apresentados no capítulo 3.2
Sondagem Rotativa	As sondagens rotativas são realizadas em solos rochosos ou rochas para estudos dos subsolos e suas propriedades.

INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICAS	
MÉTODOS DIRETOS	DESCRIÇÃO
<i>Vane Test</i> (Ensaio de torção de Palheta)	Ensaio desenvolvido para determinação direta da resistência ao cisalhamento de argilas moles não drenadas.
Cone Penetrations Test (<i>CPT</i> - Ensaio de Penetração de Cone)	Ensaio realizado <i>in situ</i> para se adquirir os parâmetros do maciço estudado com base na resistência de ponta e no atrito lateral.
Ensaio de Piezocone (<i>CPTU</i> - Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement)	Similar ao CPT, porém, utiliza-se também da poro-pressão da água nas camadas que atravessa.
Sondagem integral em rocha	O objetivo principal desta sondagem é a investigação das fraturas e inconsistências no material rochoso estudado.
MÉTODOS DIRETOS	DESCRIÇÃO
Dilatômetro Marchetti	O dilatômetro de Marchetti, também conhecido como DMT gera estimativas de fatores dos solos que servem para verificação da sua resistência a esforços.
<i>Cross-hole Sonic Logging</i> (<i>CSL</i>)	<i>Cross-hole sonic logging</i> (<i>CSL</i>) é um método de ensaio não destrutivo que envolve a utilização de um sinal ultrassônico transmitido através de dois tubos de acesso paralelos cheios de água.
Eletrorresistividade	Utilizado para medição da resistividade em profundidades diferentes no mesmo ponto ou na mesma profundidade em diversos pontos.
<i>Ground Penetrating Radar</i> (<i>GPR</i>)	Comumente denominado como georadar, utiliza-se da propagação de ondas eletromagnéticas acompanhadas de um sistema de leitura para aquisição dos dados de processamento do sinal emitido, transformando-nos em imagens do perfil do terreno.
Método Sísmico	Consiste na propagação de ondas sísmicas através do subsolo, que são interceptadas por geofones em localizações predefinidas na superfície. O mapeamento do solo estudado se dá devido a diferença na velocidade que estas ondas levam para atravessar solo e rochas, dependendo da elasticidade do maciço estudado.

Fonte: Adaptado de Queiroz (2016), Bernardi (2018) e White et al (2008)

No contexto do estudo e planejamento de túneis, é imprescindível realizar uma análise aprofundada da geologia e da geotecnia das formações rochosas que serão atravessadas. Além da avaliação topográfica e do projeto geométrico, esses estudos costumam iniciar com investigações geofísicas, seguidas por sondagens que incluem a coleta de amostras das rochas. Essas amostras fornecem informações cruciais sobre a composição, estrutura e as condições do local. (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

De acordo com Caputo e Caputo (2022), a falta de consideração da estratificação, foliação e fraturas em maciços rochosos durante a fase de projeto de túneis pode acarretar consequências significativas durante a construção. Dependendo de sua orientação (direção e inclinação) e características geológicas, essas estruturas podem exercer forças consideráveis em pontos específicos do revestimento estrutural do túnel. Isso pode resultar em problemas sérios durante a execução da obra.

Devido às diversas transformações da crosta terrestre ao longo dos anos a geologia da terra é diferente mesmo em áreas próximas, sendo assim imprescindível a utilização de métodos de investigação geológicas para conhecimento do solo a ser utilizado nas obras. Portanto, a execução destas investigações é de extrema importância tanto para a segurança quanto para o dimensionamento dos elementos estruturais de obras, mais ainda para obras subterrâneas que se utilizam das propriedades do maciço escavado para manter-se em equilíbrio.

3.1. Dados Geológicos

Conforme exposto, existem diversos fatores que influenciam diretamente nos projetos de túneis, e para conhecimento destes dados utilizam-se as investigações geológicas e geotécnicas. A Tabela 2 mostra os parâmetros que foram utilizados nas análises dos túneis, resultados apresentados no Relatório Técnico Geológico-Geotécnico da Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô (2021).

Tabela 2 — Parâmetros utilizados nas análises

Geologia	Sigla	E (MPa)		γ	c'	Fric	k0	Coef. Poisson
		>	<	kN/m ³	kPa	°		
Aterro - Argila silto-arenosa	1- At	8	28	16	10	20	0,83	0,30
Argila porosa vermelha	3AgP1	10	30	15	20	27	0,60	0,30
Argila vermelha rija	3AgP2	35	80	17	40	25	0,60	0,30
Areia fina a média e argilosa	3Ar1	50	200	19	3	33	0,70	0,30
Argila siltosa variegada rija	3Ag1	50	200	19	80	21	0,90	0,30
Argila arenosa variegada média	3Ag2	30	175	19	60	22	0,90	0,30

Fonte: Adaptação da Companhia do Metropolitano de São Paulo – Metrô

A fim de melhor entendimento do processo de dimensionamento e modelagem de túnel, e sendo esses dados geológicos imprescindíveis para a sua elaboração, neste capítulo, serão expostos estes conceitos que foram utilizados no estudo de caso desta pesquisa.;

3.1.1. Peso Específico

Segundo Queiroz (2016), peso específico é tido como uma das principais características de solos, obtido através de ensaios de laboratório com amostras coletadas em campo. A relação entre o peso sobre o volume da amostra retida para estudo laboratorial é denominada como peso específico, conforme a equação (1):

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{P_{ar}}{P_{ar} - P_{imerso}} [kN + m^3] \quad (1)$$

Onde:

γ = peso específico;

P = Peso

V = volume;

P_{ar} = Peso da amostra no ar;

P_{imerso} = Peso da amostra submerso na água.

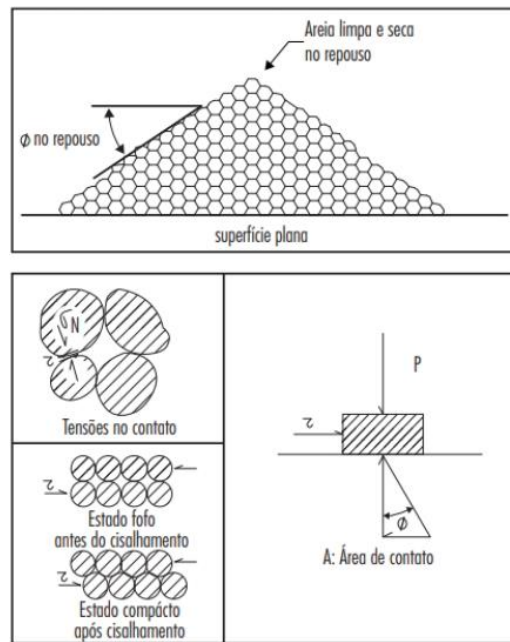
3.1.2. Coesão

A coesão é uma característica que pode ser identificada no campo, relacionada à resistência e firmeza do solo. Essa firmeza varia de acordo com o grau de dureza quando o solo está seco e a capacidade de desagregação quando está úmido, é comum encontrar dois níveis de coesão: moderadamente coeso: o material oferece resistência à penetração de ferramentas como facas, martelos pedológicos e trado. Sua consistência é considerada dura quando está seco e torna-se friável a firme quando úmido; fortemente coeso: nesse caso, o material apresenta uma resistência significativa à penetração de ferramentas, sendo muito duro a extremamente duro quando seco, e friável a firme quando úmido. (EMBRAPA, s.d.)

3.1.3. Ângulo de atrito

O ângulo de atrito é uma característica de solos não coesivos, que são os solos granulares, pedregulhos, areais e siltes. Utilizando o exemplo da areia seca, as tensões de contato entre suas partículas surgem devido ao peso da camada de areia acima e das características individuais das partículas, como sua forma, tamanho e rugosidade. Quando se despeja cuidadosamente areia seca sobre uma superfície plana, ocorre a formação de um monte com uma inclinação lateral específica, conforme Figura 7. Denomina-se esta inclinação (ϕ) como ângulo de atrito no repouso de areias, decorrente da resistência ao deslizamento que cada uma das partículas oferece. (QUEIROZ, 2016)

Figura 7 — Modelo simplificado da resistência por atrito entre superfícies de contato.



Fonte: Queiroz (2016)

Conforme exemplificado na Figura 7, Queiroz (2016) sugere que se considera um elemento apoiado em uma superfície plana de área de contato (A), e um esforço normal igual ao peso (P_1) do elemento apoiado, e uma tensão de contato (σ_1), obtendo-se a equação (2):

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{A} \quad (2)$$

Queiroz (2016), demonstra que ao aplicar um esforço tangencial unitário (τ_1) a este sistema, obtém-se a obliquidade (ϕ), que resulta na resistência ao deslizamento (σ_1). Para ocorrer o cisalhamento entre as superfícies deste sistema mantêm-se a constância do esforço normal e aumenta-se o esforço tangencial, atingindo, assim, a obliquidade máxima ($\phi_{máx}$), como pode ser visto na equação (3):

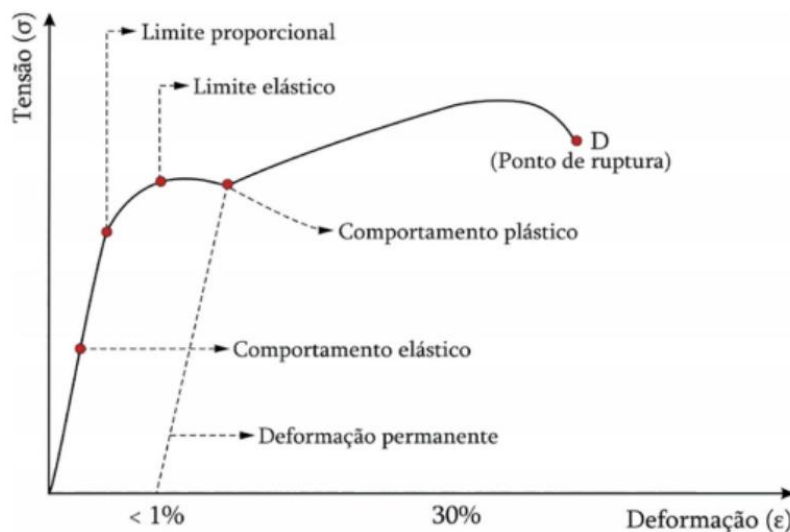
$$S_{máx} = \sigma_1 tg\phi_{máx} \quad (3)$$

Este parâmetro é denominado ângulo de atrito interno entre as partículas do composto ou entre as partículas e a superfície em que ela está apoiada. Apresenta uma relação diretamente proporcional entre o esforço normal e a tensão, ou seja, quanto maior a normal, maior a tensão de contato, e conseqüentemente, maior a resistência ao deslizamento. A rugosidade no contato e o ângulo de atrito interno determinam a resistência ao cisalhamento, sendo estes dois fatores constantes diferentes para cada tipo de material. (QUEIROZ 2016)

3.1.4. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade, comumente conhecido como módulo de Young, é a propriedade mecânica de um sólido que mede a sua rigidez, baseado na relação entre a tensão e a deformação deste material, conforme ilustrado no Gráfico 2. Ou seja, esta propriedade mecânica descreve a capacidade que um material tem de se deformar sob a aplicação de uma carga. Esta capacidade do material se deformar pode ser dividida em dois regimes, o elástico e o plástico, sendo o primeiro o regime onde após liberado da tensão, o material retorna ao seu estado normal, e no segundo a força exercida no material causa mudanças irreversíveis mesmo após o alívio das tensões. (ANDRÉ *et al*, 20221).

Gráfico 2 — Tensão x Deformação

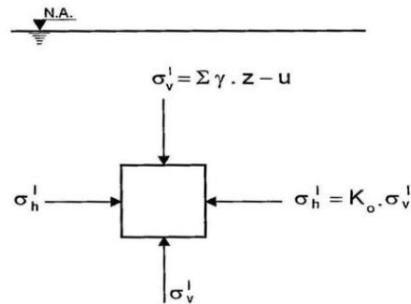


Fonte: Salamuni (2016)

São três os módulos de elasticidade conhecidos: módulo de elasticidade longitudinal, transversal e volumétrica. O módulo de elasticidade longitudinal mede a capacidade de um material de se deformar longitudinalmente (ao longo do seu comprimento) quando uma força é aplicada na direção dessa deformação. Enquanto o módulo de elasticidade transversal mede a capacidade de um material de se deformar quando uma força é aplicada perpendicularmente à direção da deformação. Já o módulo de elasticidade volumétrica está relacionado às mudanças no volume de um material sob a ação de uma força. É usado principalmente em contextos de termodinâmica e é representado por "K". (SANTOS, 2020).

3.1.5. Coeficiente De Empuxo Em Repouso (K_0)

Em qualquer posição no interior de um subsolo existem tensões verticais, horizontais e normais ao plano. A Figura 8 ilustra as principais tensões. A tensão normal ao plano vertical depende do tipo de maciço e é referida como a tensão vertical, a relação desta com a tensão horizontal efetiva e a tensão vertical efetiva é denominada coeficiente de empuxo em repouso, indicada pelo K_0 , uma constante que depende do tipo de material analisado.

Figura 8 — Tensões verticais e horizontais num elemento do solo

Fonte: Pinto (2006, p. 253)

Em um solo se houver o carregamento de uma nova camada de material, a tensão vertical aumenta o produto do peso específico pela espessura da camada, já a tensão horizontal aumenta em virtude do atrito entre as partículas.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi \quad (4)$$

A fórmula empírica conhecida como “fórmula de Jaki” (4) se baseia em teorias e dados experimentais para a previsão do K_0 , onde φ é o ângulo de atrito interno efetivo do solo, de acordo com Pinto (2006), é observado que quanto mais argiloso o solo menor seu φ , logo, quanto mais plástico o solo maior o seu K_0 .

É muito difícil a obtenção deste parâmetro, sendo necessária a realização de ensaios in situ ou laboratoriais para possibilitar isto. Usualmente o valor de K_0 é estimado através de pesquisas e baseado em fórmulas experimentais e conhecimento empírico. (QUEIROZ, 2016)

Tabela 3 — Valores típicos do coeficiente de empuxo no repouso

Solo	k_0
Argila	0,50 a 0,80
Silte	0,30 a 0,60
Areia solta	0,40 a 0,50
Areia compacta	0,40 a 0,45

Fonte: Queiroz (2016, p. 308)

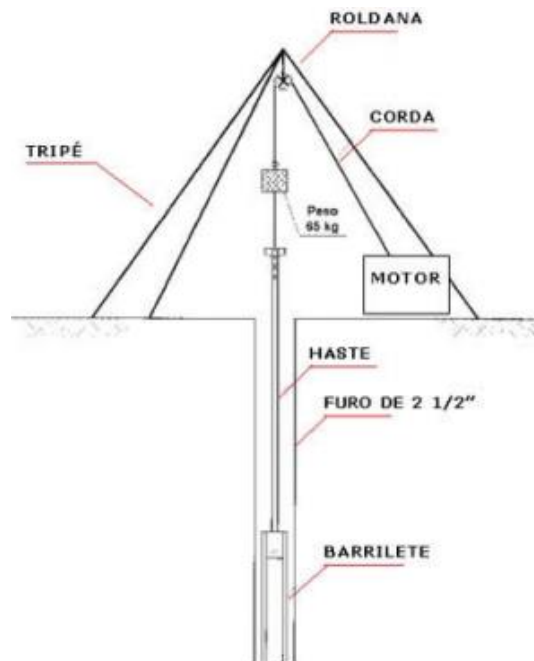
A Tabela 3 demonstra alguns valores típicos aproximados do coeficiente de empuxo no repouso por tipo de solo, e dependendo das condições do ensaio e desses solos.

3.2. Sondagem à Percussão (SPT)

O SPT (*Standard Penetrations est*), habitualmente chamado no Brasil de sondagem SPT ou sondagem a percussão, tem como objetivo traçar um perfil geológico com características e propriedades do solo investigado, a fim de se obter um melhor conhecimento para eventuais projetos de fundações ou de infraestrutura (LUKIANCHUKI, 2016).

De acordo com Delatim et al., (2013), no manual de sondagens para a realização do teste, é utilizado um trado ou barrilete, conforme ilustrado na Figura 9, podendo ele ser manual ou mecânico, que perfura o solo por golpes realizados por um martelo que vai desferindo golpes e cravando o amostrador no solo, a fim de medir os índices de resistência a penetração daquele solo.

Figura 9 — Equipamentos utilizados durante uma sondagem tipo SPT



Fonte: Escola Engenharia (2021)

De forma detalhada, Galvão *et al.* (2019) definem o ensaio pelos seguintes passos:

1 - É realizada a sondagem superficial do terreno onde o equipamento será instalado, podendo ter até 1m de profundidade, onde se retirará uma amostra para eventuais ensaios laboratoriais;

2 - Após escavados 2 metros, inicia-se o procedimento com amostragem padrão que é fixado na haste do aparelho;

3 - Com o auxílio de polias e cordas, o martelo de 65 Kg é erguido a uma altura de 75cm do amostrador onde irá desferir o golpe utilizando a força peso e gravidade; este processo se repete e o valor do "SPT" deste solo se dá pela quantidade de golpes necessárias para afundar os últimos 30cm do solo a cada metro;

4 - O volume de solo que fica presa no amostrador é retirada e utilizada para realização de ensaios laboratoriais.

Por ser um ensaio de fácil realização, ele é amplamente usado para investigações geotécnicas e traçado do perfil geológico para cálculos estruturais para implantação de obras e para a escolha dos elementos construtivos a serem utilizados, pois, a partir dele, se conhece o nível de água, a resistência do solo, as cargas que serão exercidas sobre ele, tal qual a sua resistência ao cisalhamento e a estabilidade do terreno ensaiado.

A realização dos ensaios de sondagens é imprescindível para todo tipo e porte de obra, para assegurar sua segurança, economia de materiais, correto dimensionamento de fundações, para a escolha adequada dos métodos de construção a serem utilizados, além de prevenir futuros acidentes e patologias construtivas (PEREIRA, 2015). Para obras de túneis a necessidade da sondagem ocorre desde a fase de projeto até a fase de acompanhamento da obra, pois é através dela que se tem conhecimento do tipo de maciço a ser trabalhado, logo, a escolha do tipo de escavação a ser utilizada na execução. Além de servir como uma forma de monitoramento da estabilidade da escavação durante o processo, com ajuda das instrumentações citadas no capítulo 3.3.

Isso considerado, este tipo de ensaio é o mais utilizado atualmente nas obras subterrâneas no Brasil, especificamente, na cidade de São Paulo, objeto de estudo deste projeto. A determinação do tipo de solo a ser escavado influencia diretamente no método de escavação a ser utilizada.

3.3. Instrumentação Do Maciço

Previamente à execução de qualquer serviço relacionado à movimentação de terra é locada à instrumentação nos edifícios lindeiros e no maciço das áreas circundante aos trechos escavados. Durante o desenvolvimento da obra também é feita a instrumentação interna das unidades construtivas.

As fases que englobam o processo de instrumentação passam por:

- Estudo geológico-geotécnico do maciço;
- Previsão dos instrumentos apropriados, suas posições e quantidades;
- Instalação dos instrumentos;
- Acompanhamento dos resultados na frequência de leitura previamente definida para cada instrumento;
- Estudo das leituras em comparação com o esperado inicialmente.

O objetivo é verificar as investigações geotécnicas, acompanhar vibrações, medições de tensões e deslocamentos, níveis do lençol freático e eficácia do rebaixamento, monitorar o comportamento do maciço na face da escavação, deformações e acompanhar a interação entre o maciço e as estruturas. Esses resultados permitem que, se necessário, sejam feitas intervenções no decorrer da obra no caso de divergência das previsões, além de possibilitar a aferição real da segurança da obra.

Deve-se atentar para a definição do sistema de instrumentação, a frequência de leitura dos instrumentos, a intensidade e disposição com a qual serão locados variam e abrangem fatores como as investigações geotécnicas, nas quais ocorre o estudo da profundidade com a qual se conhece o maciço em que serão realizadas as escavações e sua localização, como áreas rurais, urbanas, próximas de edificações com alto índice de vulnerabilidade e locais com altas previsões de recalques e distorções. As variáveis citadas servem de condutores para a elaboração do sistema de instrumentação junto a experiência do projetista.

3.3.1. Instrumentação externa

Na Tabela 4, foram apresentados os instrumentos externos do maciço que comumente compõem os sistemas de instrumentação.

Tabela 4 — Instrumentação externa

INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA		
INSTRUMENTO		MEDIÇÃO
Bench Mark	BM	Auxiliam no controle do recalque por nivelamento topográfico, instalados fora da área de influência da obra são usados como ponto fixo de cota referencial. *
Inclinômetro	INC	Instalado em um furo de profundidade variável o instrumento possibilita o acompanhamento de deformações horizontais nas camadas de subsuperfície.
Indicador de nível d'água	INA	Fornecem medidas dos níveis do lençol freático e como os piezômetros também são usados como controle dos sistemas de rebaixamento
Marco Superior	MS	Utilizados na superfície na medição de deslocamentos verticais e horizontais do maciço em relação a uma referência fixa fora da área de influência das escavações.
Piezômetro	PZ	Instalado em um furo de profundidade variável, realiza medições da carga piezométrica e poropressão.
Tassômetro	TS	Responsáveis por medir os deslocamentos verticais no maciço.
Pinos de recalque	P	Usados na medição de recalques em estruturas na superfície do terreno.

Fonte: Elaboração própria e *GIANNOTTI (2003)

A instrumentação do externa do maciço é instalada antes do início das escavações para que se tenham medições da situação original do terreno sem a influência da escavação subterrânea obtendo assim parâmetros de comparação dos efeitos causados por ela e medidas a serem tomadas baseadas nas aferições realizadas. Um exemplo seriam os PZ's que indicam a altura do lençol freático e são um precedente de para um bom sistema de rebaixamento.

3.3.2. Instrumentação interna

Na Tabela 5, foram apresentados os instrumentos internos que comumente compõem os sistemas de instrumentação, estes são locados nas paredes dos túneis na medida que as escavações avançam.

Tabela 5 — Instrumentação interna

INSTRUMENTAÇÃO INTERNA		
INSTRUMENTO		MEDIÇÃO
Alvos Reflexivos	P	Fornecem coordenadas relativas de diferentes pontos e são utilizados como meio de acompanhamento da convergência das unidades.
Sismógrafo	S	Medidor da intensidade de ondas sísmicas.
Fissurômetro	FS	Usado para medir e acompanhar os movimentos de fissuras ou trincas.
Extensômetro/Strain Gauge	SG	*Medem o deslocamento diferencial entre a superfície do terreno em diferentes camadas do maciço, causado por zonas de relaxamento no entorno das escavações.

Fonte: Elaboração própria e *GIANNOTTI (2003)

A instrumentação interna é instalada durante o desenvolvimento da obra para medir as convergências nos túneis, nos escavados pelo método NATM ela é locada após o revestimento primário em concreto projetado e cada parcialização possui seu próprio conjunto de instrumentos. Esses sistemas auxiliam no acompanhamento da estabilidade da obra e tomada de decisão caso divergências com o esperado. As residências dentro da área delimitada de influência também são instrumentadas, para segurança e controle de danos estimados.

4. COMPORTAMENTO DO MACIÇO

Os movimentos no maciço são consequências inevitáveis de escavações subterrâneas, de acordo com França (2006), Monteiro, Rocha e Carvalho (2019), a escavação de um túnel em um maciço remove tensões de seu estado inicial de equilíbrio, o que gera um rearranjo delas em busca de um novo estado de equilíbrio, que pode ser alcançado por um maciço autoportante ou com o auxílio do concreto projetado no contorno da escavação, isso acaba por gerar o arqueamento das tensões, que faz com que áreas, além da escavada, se deformem. A ocorrência do arqueamento das tensões depende das propriedades do maciço de mobilizar a resistência a cisalhamento gerada devido ao deslocamento desigual no contorno da escavação.

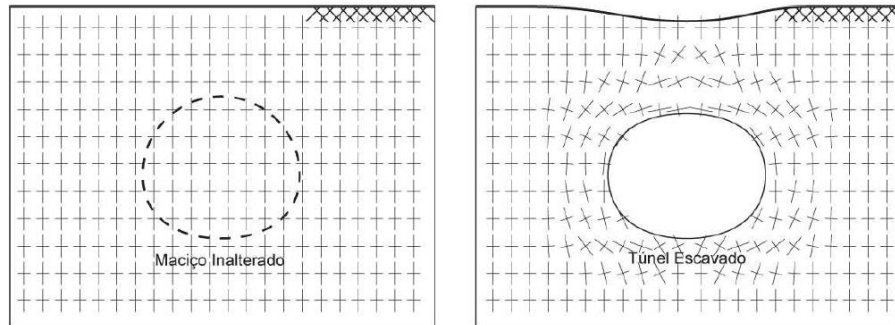
De acordo com Guglielmetti *et al.* (2003), os assentamentos ocorrem principalmente devido três componentes:

1. Recalques imediatos, causados pela escavação do túnel em função da: estabilidade da face do túnel, passo de avanço, tempo de instalação do suporte na área escavada. Os recalques imediatos ocorrem ao longo da radial do túnel e se iniciam certa distância a frente da face se interrompendo quando o revestimento executado alcança resistência o bastante para conter os deslocamentos radiais.
2. Recalques devido a deformações no revestimento do túnel, relevante para túneis de grande diâmetro e baixa cobertura. Porém possui um papel insignificante em escavações mecanizadas em ambientes urbanos onde podem ser facilmente evitados com um projeto adequado dos segmentos dos anéis.
3. Recalques de longo prazo, produzido pela consolidação primária (normalmente ocorre em solos coesos e compressíveis durante a dissipação do excesso de pressão dos poros) e a consolidação secundária (uma forma de fluência de solos controlada pela taxa na qual esqueletos de solos compressíveis podem ceder ou comprimir).

Esta pesquisa trata dos recalques imediatos que são produzidos durante o processo de escavação do túnel.

Na Figura 10, observam-se ilustradas as principais tensões iniciais e sua rotação com a abertura do maciço.

Figura 10 — Rotação das tensões principais



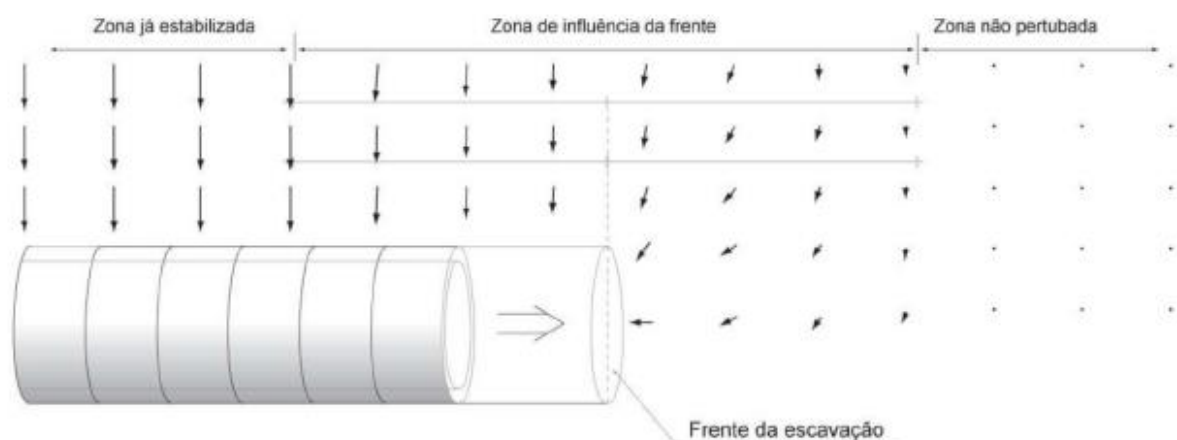
Fonte: França (2006)

Sendo os eixos verticais e horizontais indicações de onde não ocorrem tensões de cisalhamento, pode ser observado que antes da escavação em uma situação ideal o maciço está sujeito apenas a tensões normais. Porém, após a abertura do túnel, ocorre a rotação e assim, a mobilização das tensões de cisalhamento (FRANÇA, 2006).

De acordo com Carreira (2014), o arqueamento depende, principalmente, de fatores como a rigidez geométrica e a resistência do maciço, sendo importante citar também que toda a movimentação do solo descrita ocorre tridimensionalmente, nos eixos dos planos transversais e longitudinais dos túneis.

Ainda de acordo com Carreira (2014), os deslocamentos do maciço na longitudinal do eixo do túnel aumentam de acordo com sua proximidade da frente de escavação, onde o acréscimo de tensões ocorre à frente da área escavada e no trecho já escavado e revestido, como pode ser visto na Figura 11.

Figura 11 — Zonas de influência das tensões



Fonte: França (2006)

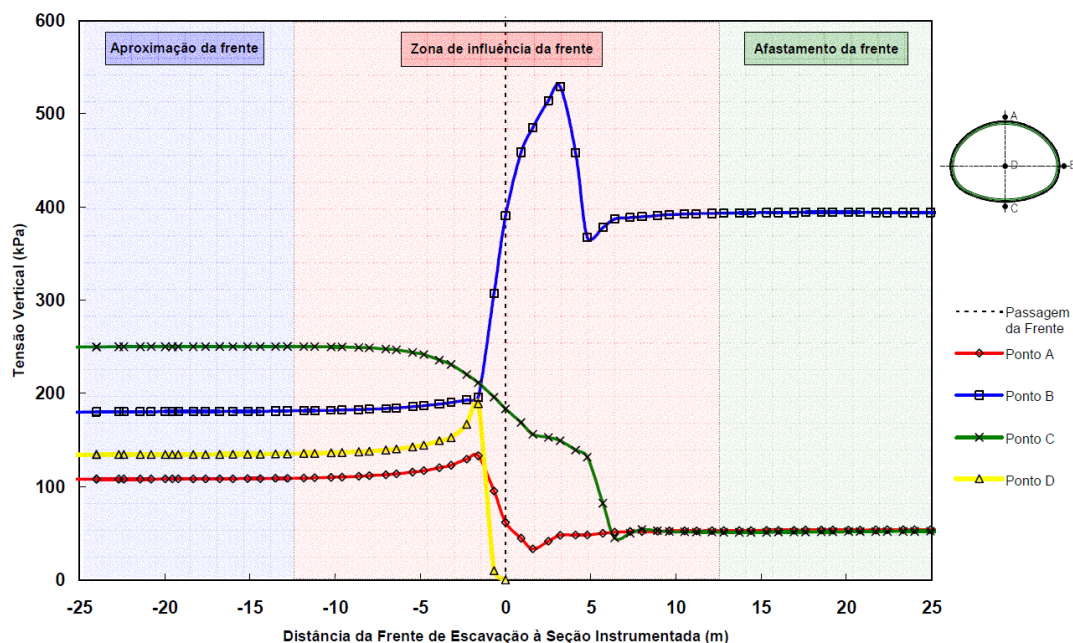
Nas zonas já estabilizadas, ocorre o equilíbrio das tensões longitudinais. Essas distâncias dependem do maciço e do revestimento de suporte adotado em cada obra. Quanto menor a resistência do maciço, maior é a distância requerida para se atingir a condição de equilíbrio, devido ao aumento da zona plastificada (FRANÇA, 2006).

4.1. Alívio das tensões

Quando escavado o maciço fica sujeito ao alívio de suas tensões devido ao rearranjo previamente mencionado. Conforme mostra o Gráfico 3 que analisa um túnel escavado pelo método NATM o comportamento das tensões é diferente no contorno da seção do túnel o que se estende aos alívios.

Analisa-se os pontos A, B, C e D que estão locados respectivamente no centro da geratriz superior do túnel, na lateral da parede, no centro do arco invertido e no eixo do túnel.

Gráfico 3 — Evolução das tensões verticais no maciço



Fonte: França (2006)

Foi então calculada a relação entre as tensões iniciais e as tensões que antecedem a instalação do suporte do revestimento primário de onde foram obtidas as variações de $\alpha = (1 - 54/108) = 50\%$ para o ponto A e $\alpha = (1 - 54/250) = 78\%$ para o ponto C. Uma taxa de alívio constante está mais próxima da realidade em túneis escavados pelo método TBM, o que pode ser explicado pelos passos de avanço divergentes durante as parcializações que ocorrem no NATM.

De acordo com França (2006, *apud* VERMEER *et al* 2001) foi concluído que a taxa de alívio de num túnel em *shield* é uma constante de aproximadamente 36%, já no NATM estimasse um alívio na geratriz superior próximo de 44% e o arco invertido 78%.

Portanto entendesse que a determinação de alívios tão divergentes pode ser explicada na própria metodologia de escavação usada em túneis em NATM e TBM, no primeiro não só os passos de avanço implicam numa escavação mais lenta, as parcializações também auxiliam nesses resultados, o tempo entre a escavação e a instalação do suporte para o solo é maior quando comparado com o TBM que enquanto executa a escavação já proporciona seu próprio suporte através dos anéis do *shield*.

4.2. Perda de Solo

Segundo Guglielmetti *et al.* (2003), durante o processo de escavação o maciço parcialmente suportado na envoltória do túnel se movimenta para dentro da seção em um processo de alívio das tensões, devido a isso sempre é necessário remover um volume de solo maior que a seção teórica final. Esse volume excedente é a perda de solo, expresso na equação (5) e conhecido como VL (*Volume Loss*).

$$VL = \frac{v_b}{v_e} \quad (5)$$

Onde:

V_b = volume da bacia de recalque

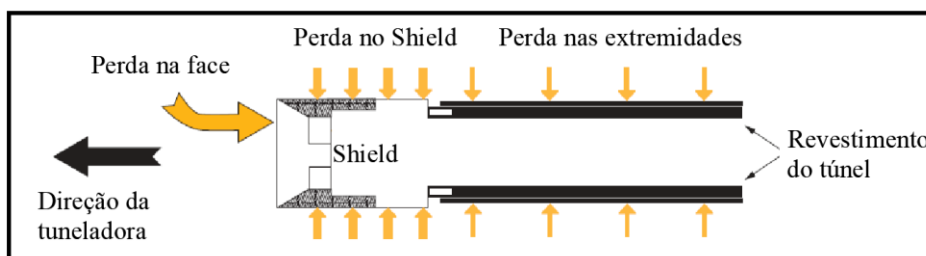
V_e = volume escavado

A magnitude da perda de solo varia com o tipo de solo, passo de avanço, diâmetro do túnel, método de escavação e suportes empregados.

De acordo com Guglielmetti *et al.* (2003), Parsons e Loganathan (2011), e conforme ilustrado na Figura 12, nos casos específicos de escavações mecanizadas alguns fatores que contribuem para a perda de solo são:

1. Perda na face: descompressão na face do túnel. Os cortadores rotativos do *shield* removem o material da face do túnel e durante esse processo o solo se projeta de uma zona de influência a frente e em volta da face do túnel.
2. Perdas no *shield* ou Perda radial: ocorre na movimentação radial do solo até o espaço escavado criado pelo TBM. A escavação superdimensionada do túnel é feita para minimizar a fricção entre o TBM e o solo. Dependendo do tipo de solo e sua taxa de deformação pode ocorrer do perímetro escavado se fechar sobre o *shield*.
3. Perdas nas extremidades: Resultado da contração e/ou áreas sem preenchimento completo de *grout* que é aplicado nas extremidades do túnel imediatamente após a instalação dos anéis do *shield*.

Figura 12 — Perda de solo pelo método TBM



Fonte: Adaptação de Parsons e Loganathan (2011)

A soma das perdas radiais com a as perdas da face fornecem a perda de solo geral da escavação. Ambas podem ser devidamente controladas, a perda da face por uma pressurização apropriada e a perda radial por uma injeção de *grout* a pressão e frequência adequadas.

Segundo Guglielmetti *et al.* (2003), as perdas de solo não podem ser completamente evitadas e a escavação está sempre sujeita a uma perda de solo radial mínima devido a própria geometria do TBM. Se o maciço é fraco e é esperado um relaxamento da seção escavada antes que a espuma do *shield* possa ser injetado e reagir contra os movimentos do solo as perdas de solo radial podem ser transmitidas para a superfície como recalque.

O volume da bacia de recalque (V_S) é aproximadamente igual ao volume da perda de solo (V_L) na maioria dos maciços, porém em alguns solos como em areias densas ou solos granulares esses valores podem variar com a influência da drenagem no maciço de acordo com Guglielmetti *et al.* (2003 apud CORDING *et al.*,1975).

As condições geológicas da face e as condições de sobrecarga do maciço são fatores que influenciam na previsão de recalques e perda de solo em escavações subterrâneas, maciços arenosos por exemplo geram maior perda de solo que argilosos devido a sua baixa coesão.

5. TEORIA DE MOHR-COULOMB

O capítulo atual consiste em uma breve explicação dos estados de tensão e critérios de ruptura de Mohr-Coulomb, que é a base utilizada no programa FLAC2D para as análises realizadas durante o trabalho.

Para principiar o assunto é importante que se tenha uma noção sobre o conceito de tensões que podem ser definidas pelas equações (6) e (7) respectivamente:

$$\sigma = \frac{\sum N}{\text{Área}} \quad (6)$$

$$\tau = \frac{\sum T}{\text{Área}} \quad (7)$$

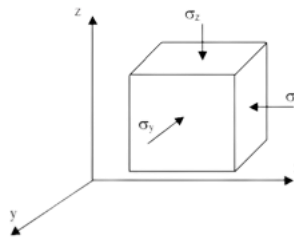
N = forças normais ao plano;

T= forças tangenciais ao plano.

Conforme Pinto (2006), num plano genérico no interior do solo as tensões atuantes podem ser decompostas em componentes normais e tangenciais, respectivamente chamadas de tensão normal e tensão cisalhante.

“Em Mecânica dos Solos, as tensões normais são positivas quando são de compressão, e as tensões de cisalhamento são positivas quando atuam no sentido anti-horário, e consideram-se os ângulos positivos quando no sentido anti-horário.” (PINTO, 2006, p.255).

Sempre existem três planos ortogonais entre si onde as tensões atuantes conhecidas como tensões principais são normais ao plano e como pode ser visto na Figura 13, as tensões cisalhantes neles são nulas.

Figura 13 — Tensões principais

Fonte: Canal Obras de Terra (2021)

As tensões atuantes nos planos são:

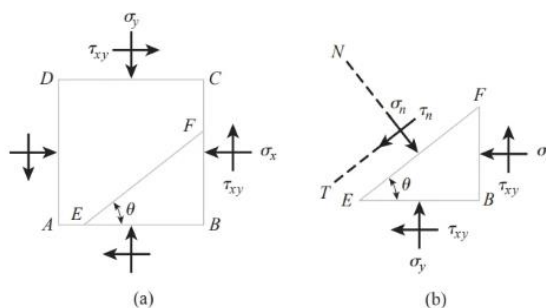
σ_1 = Tensão principal maior

σ_2 = Tensão principal intermediária

σ_3 = Tensão principal menor

Os problemas são simplificados na maior parte dos casos, desconsiderando o σ_2 , pois a resistência depende da tensão de cisalhamento que é a diferença de entre as tensões principais, sendo a diferença maior entre σ_1 e σ_3 .

Ainda segundo Pinto (2006), conhecendo as tensões principais maior e menor pode se descobrir as tensões cisalhantes através do cálculo de equilíbrio de forças num prisma triangular definido por dois planos horizontais e o plano considerado, conforme ilustrado na Figura 14.

Figura 14 — Determinação das tensões a partir das tensões principais

Fonte: Das e Sobhan (2019)

O equilíbrio das forças normais e tangenciais ao plano considerado originam as seguintes equações (8) e (9) para as tensões normais e tensões cisalhantes respectivamente:

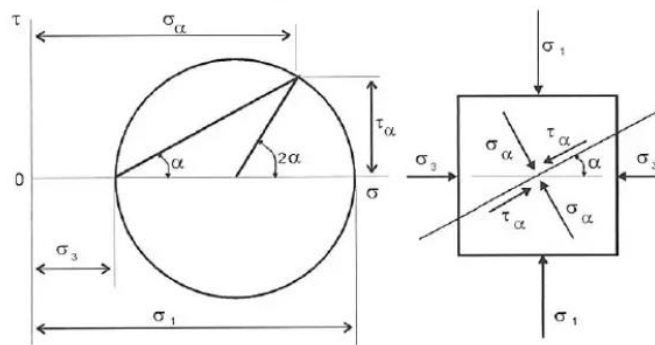
$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\theta) \quad (8)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin(2\theta) \quad (9)$$

θ = ângulo de atrito.

O círculo de Mohr é uma representação gráfica dos estados de tensões, onde as tensões normais se posicionam no eixo das abscissas e as tensões cisalhantes no eixo das ordenadas.

Figura 15 — Círculo de Mohr



Fonte: Pinto (2006, p. 257)

Na abscissa são posicionadas as tensões σ_1 e σ_3 como os extremos do círculo, definido o ângulo a ser analisado, ilustrado como α é traçada uma linha que ao encontrar o círculo indica as tensões normais e cisalhantes que estão atuando no plano. As diretrizes que conduzem ao gráfico são em ordem seu Raio (R) na equação (10) e sua coordenada de centro:

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \quad (10)$$

$$\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; 0 \right)$$

As conclusões obtidas pela análise do círculo de Mohr são:

1. A máxima tensão de cisalhamento em módulo ocorre em planos que formam 45° com os planos principais.
2. A máxima tensão de cisalhamento é igual a semi-diferença das tensões principais, calculada pela equação (11).

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right). \quad (11)$$

3. As tensões de cisalhamento em planos ortogonais são numericamente iguais, mas de sinal contrário.
4. Em dois planos formando o mesmo ângulo com o plano principal maior, com sentido contrário, ocorrem tensões normais iguais e tensões de cisalhamento numericamente iguais, mas de sentido contrário.

Portanto, como nos planos principais só existem as tensões normais o estudo é feito num plano genérico interior através da decomposição das tensões em normais e cisalhantes, usando as tensões principais maior e menor. O círculo de Mohr fornece uma compreensão mais simples da análise das tensões.

Num exemplo prático de um talude o solo carregado pode ter como $\sigma_1 = \sigma_y$ e $\sigma_3 = \sigma_x$, isso geraria um plano de ruptura, onde se quer saber quais as tensões normais e cisalhantes o que possibilitaria uma comparação entre a capacidade do solo e os valores obtidos na ruptura.

5.1. Critérios de ruptura

De acordo com Pinto (2006), Mohr e Coulomb criaram formulações que definem as condições em que ocorre a ruptura dos materiais, muito usados na previsão do comportamento de solos.

O comportamento do solo de acordo com Coulomb para a representação da ruptura pode ser expresso numa reta que está condiciona a parâmetros específicos de cada material, sendo eles, a coesão (c), o ângulo de atrito (φ) e a tensão a normal presente no plano de cisalhamento σ . O que pode ser visto na Figura 16 e na equação de Coulomb (12):

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (12)$$

6. MATERIAIS E MÉTODOS

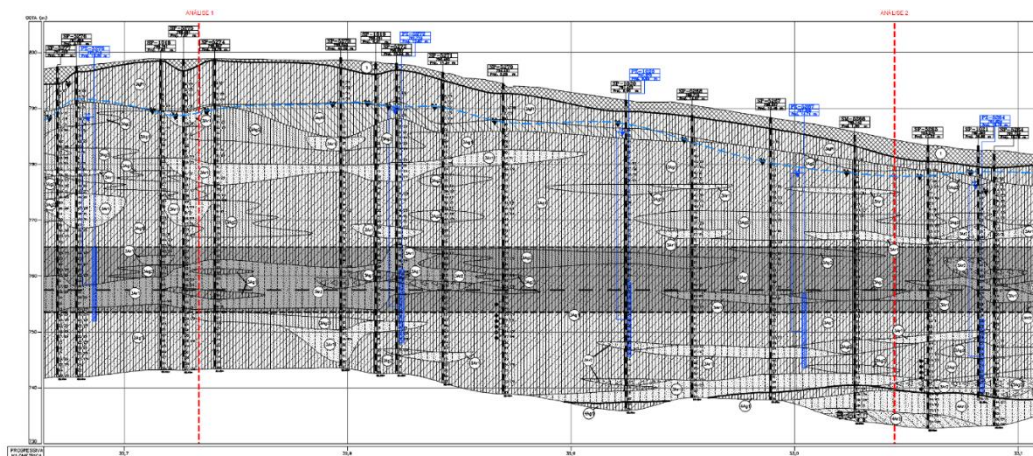
Neste capítulo serão apresentados os materiais e os métodos utilizados para a elaboração do projeto proposto.

6.1. Materiais

Para realizar a comparação dos recalques na escavação por NATM e TBM, foi utilizado um perfil geológico da obra do metrô de São Paulo da linha 2 – verde, cujos relatórios e desenhos técnicos estão descritos abaixo:

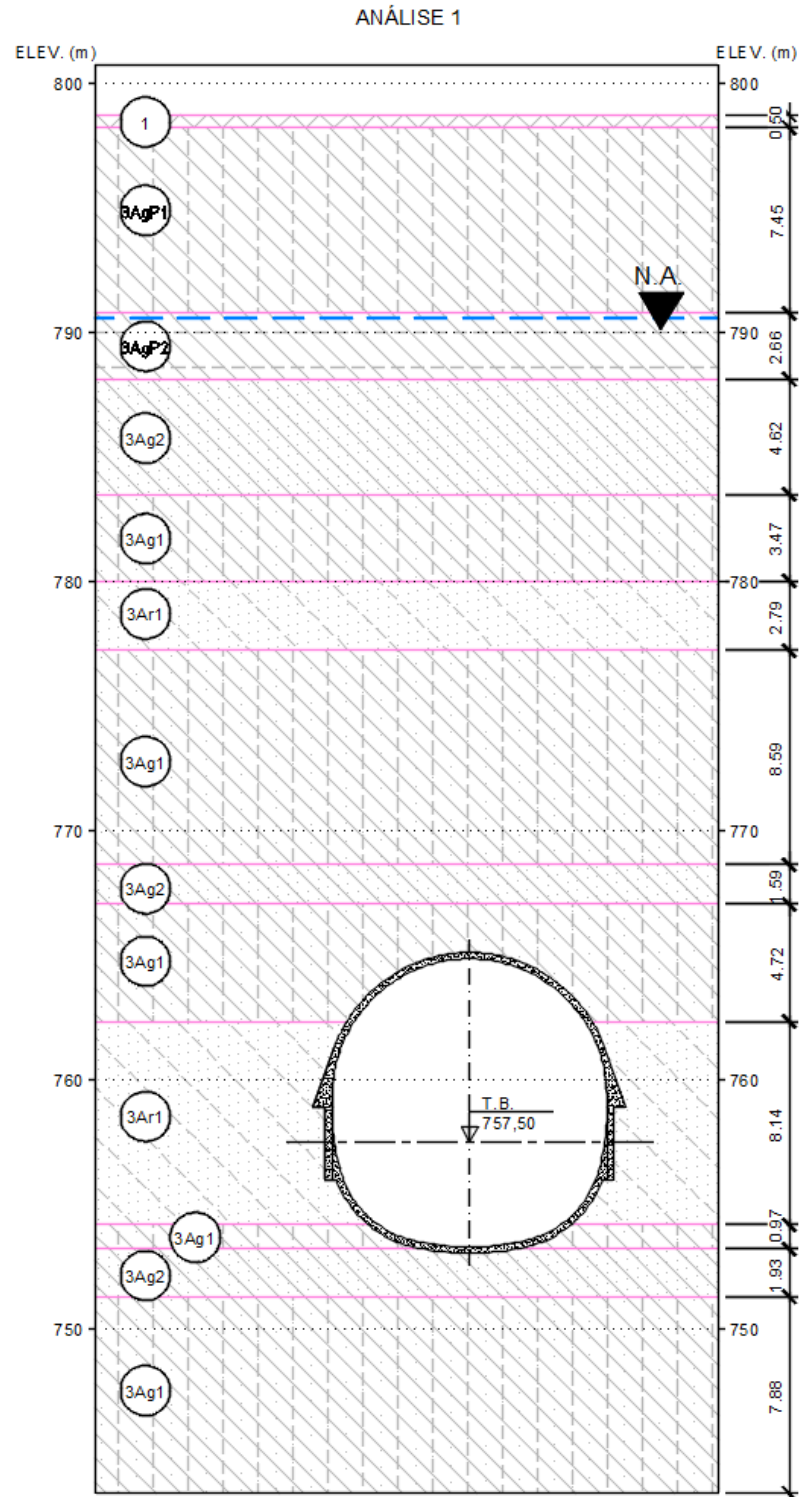
- DE-2.33.00.00/6C3-001– Projeto Executivo do Perfil Geológico-Geotécnico: a folha do projeto em questão apresenta uma planta e perfil longitudinal de um trecho da expansão da linha 2 – verde, entre a estação Santa Clara e o VSE Cestari, onde originalmente será executada um túnel de via. O perfil longitudinal apresentado na Figura 18 contém as sondagens realizadas durante o projeto básico e executivo e os piezômetros instalados no decorrer do trecho, sem uma distância padrão entre os pontos, traçando assim os perfis geológicos da área estudada. Neste perfil foi traçada duas retas das posições escolhidas para as análises 1 e 2, onde foi priorizado respectivamente as faces de escavação majoritariamente em areia e argila, as análises podem ser vistas da Figura 19 a Figura 22.

Figura 18 — Análises traçadas no Perfil Geológico-Geotécnico



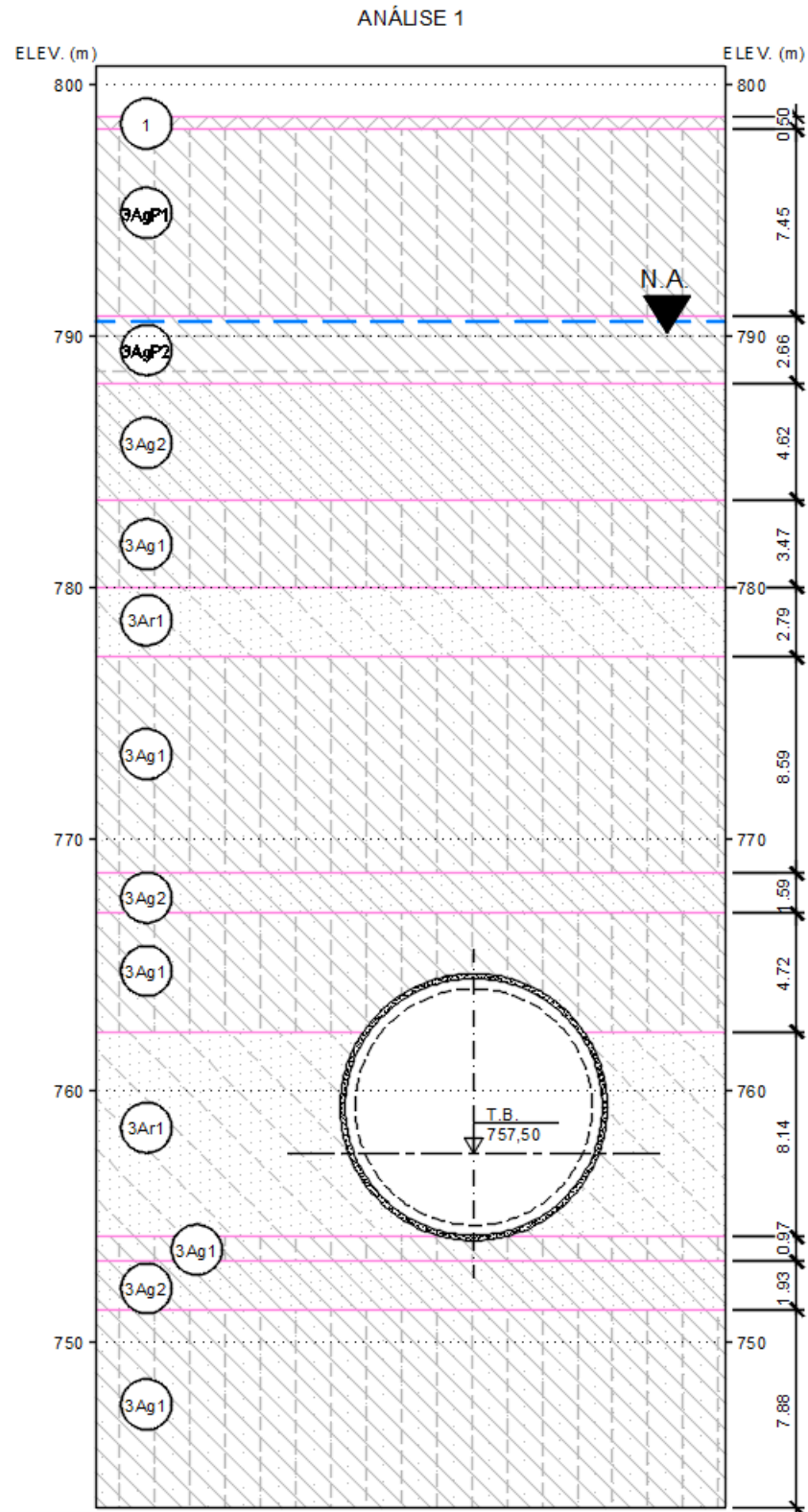
Fonte: Adaptação de CJC Engenharia e Projetos Ltda e Companhia do Metropolitana de São Paulo – Metrô

Figura 19 — Análise 1 – NATM



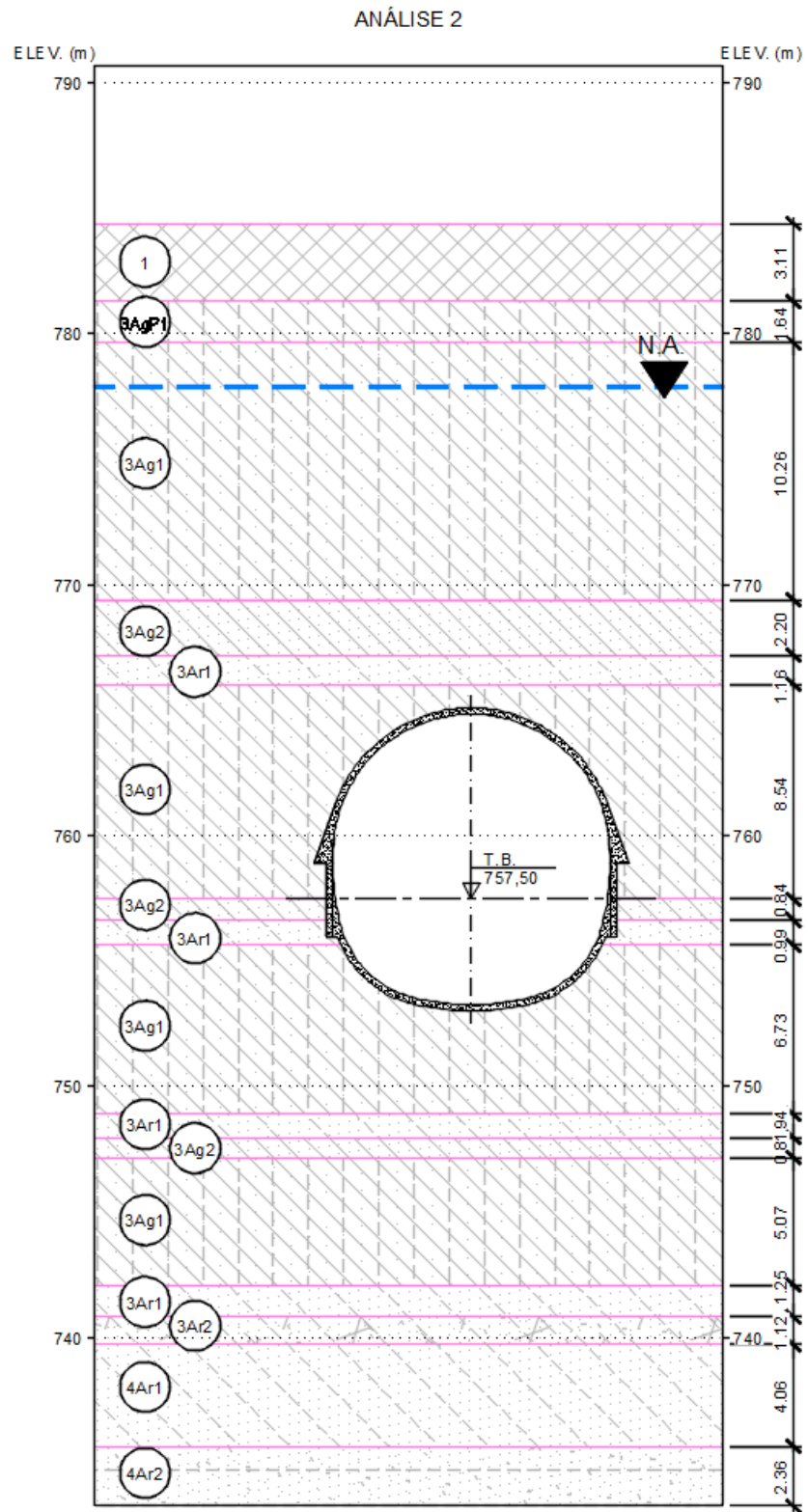
Fonte: Elaboração própria

Figura 20 — Análise 1 – TBM



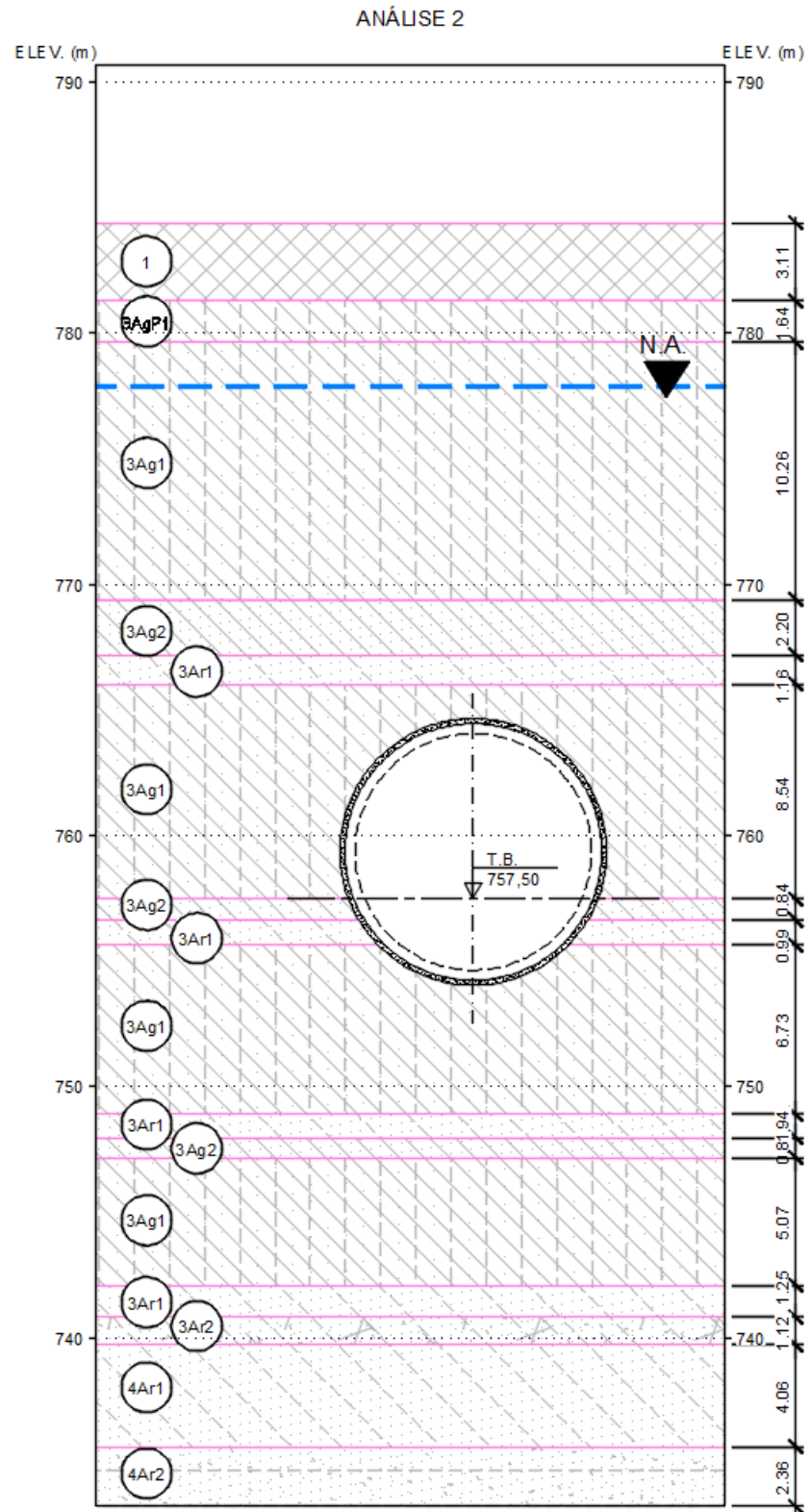
Fonte: Elaboração própria

Figura 21 — Análise 2 – NATM



Fonte: Elaboração própria

Figura 22 — Análise 2 – TBM



Fonte: Elaboração própria

- RT-2.33.00.00/6C3-001 – Relatório Técnico Geológico-Geotécnico: Relatório emitido em 2021, cuja finalidade é identificar e descrever as características geológicas-geotécnicas para o projeto de extensão da linha 2 – verde do Metrô. Para isto, esta RT apresenta a geologia regional e local, as propriedades geotécnicas regionais, realiza a interpretação e análise dos ensaios tanto *in-situ* quanto de laboratório, e por fim, a apresentação dos parâmetros adotados para realização das análises e das conclusões obtidas.

Além dos materiais permitidos pela gerência da linha 2 – verde a serem utilizadas para elaboração deste projeto, também serão utilizados métodos de cálculos, sendo um dele por meio do *software* descrito abaixo:

- FLAC2D - versão 7.0: O FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) é um software de modelagem que se baseia no método dos elementos finitos, assim como muitos outros que são utilizados no mercado para modelagem de túneis e escavação. Porém, diferente de outros programas, o FLAC se baseia em coordenadas binárias para organização de suas zonas, se adaptando a diversas formas físicas, não apenas à retangular, podendo assim ser utilizada para análises pelos métodos estudados neste trabalho. Quanto maior o nível de detalhe dos dados inseridos no software e quanto mais simples a seção da forma a ser avaliada, maior o nível de precisão e de retorno que o programa dá ao usuário. ITASCA SOFTWARE (2023)

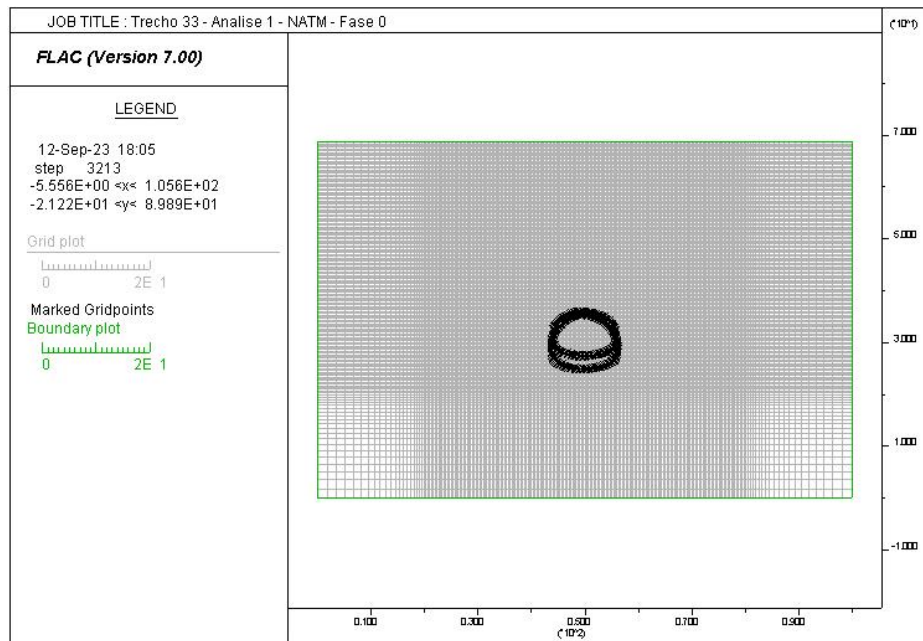
6.2. Métodos

Para a obtenção dos resultados foi traçada duas linhas no perfil geológico escolhido para realização das análises 1 e 2, para os túneis em NATM e TBM que possuem as mesmas áreas de aproximadamente 106m² e coberturas próximas de 33m para os dois métodos para a análise 1 e 19m para a análise 2, a primeira análise foi simulada no cenário em que a escavação ocorre em um solo majoritariamente arenoso enquanto a segunda quando o solo se encontra com composição majoritariamente argilosa, como pode ser visto na Figura 18 a Figura 22.

6.2.1. Análise 1 e 2 para NATM

Passo 0 – Inicialmente é feita a inserção dos parâmetros no *software*, definindo a estratigrafia do solo e a locação da seção a ser escavada numa malha de 100x70m. Passo comum as quatro análises executadas apresentando o maciço sem alterações.

Figura 23 — Passo 0 Malha

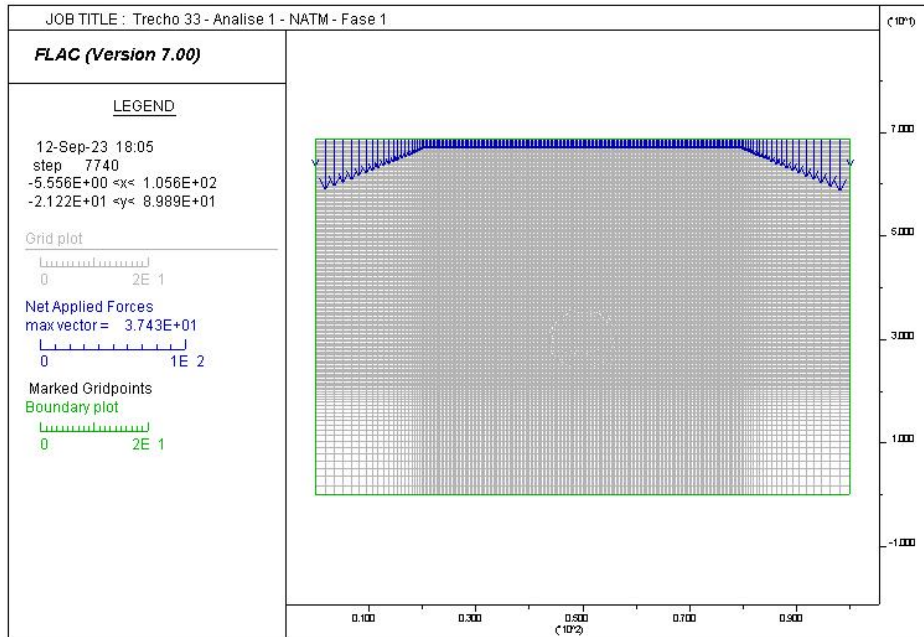


Fonte: Elaboração própria

Os parâmetros usados para criação da malha foram obtidos a partir do relatório de geológico-geotécnico e apresentados na Tabela 2.

Passo 1– Aplicação de uma sobrecarga na superfície uniformemente distribuída de 20kPa de acordo com a norma técnica complementar NC-03/1980, pois além de suportar os esforços do solo é prevista uma carga acidental mínima dos esforços estáticos provenientes do terreno.

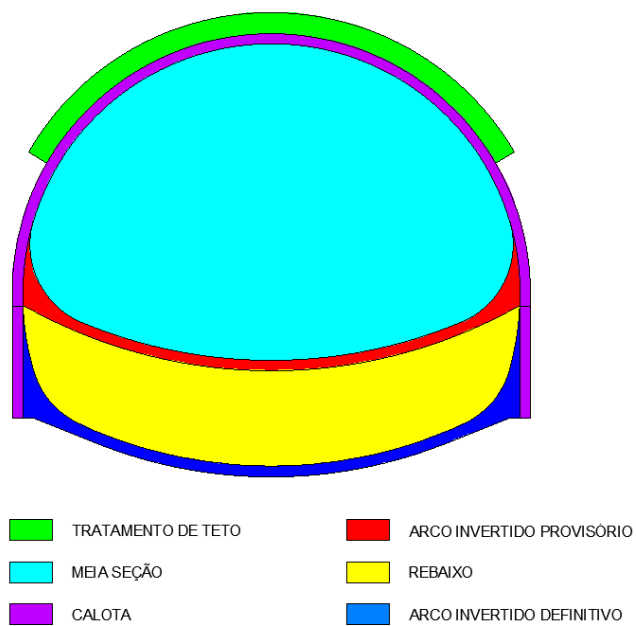
Figura 24 — Passo 0 Sobrecarga da superfície



Fonte: Elaboração própria

Passo 2— Execução do tratamento de teto do túnel, passo com o objetivo de melhorar o maciço, previsto antes da escavação. Passo destacado em verde na Figura 25.

Figura 25 — Passos do túnel em NATM



Fonte: Elaboração própria

Devido a análise se tratar de uma seção 2D na transversal os tratamentos de frente do túnel são irrelevantes. Os parâmetros usados foram:

- $E = 500 \text{ Mpa}$
- $\text{Poisson} = 0,25$
- $\text{Peso específico} = 19 \text{ kN/m}^3$

Passo 3– Escavação da meia seção do túnel e alívio do solo. Passo destacado em cor ciano na Figura 25.

A seguir os alívios considerados e previamente justificados no capítulo 4.1.

- Calota: 50%
- Arco invertido: 80%

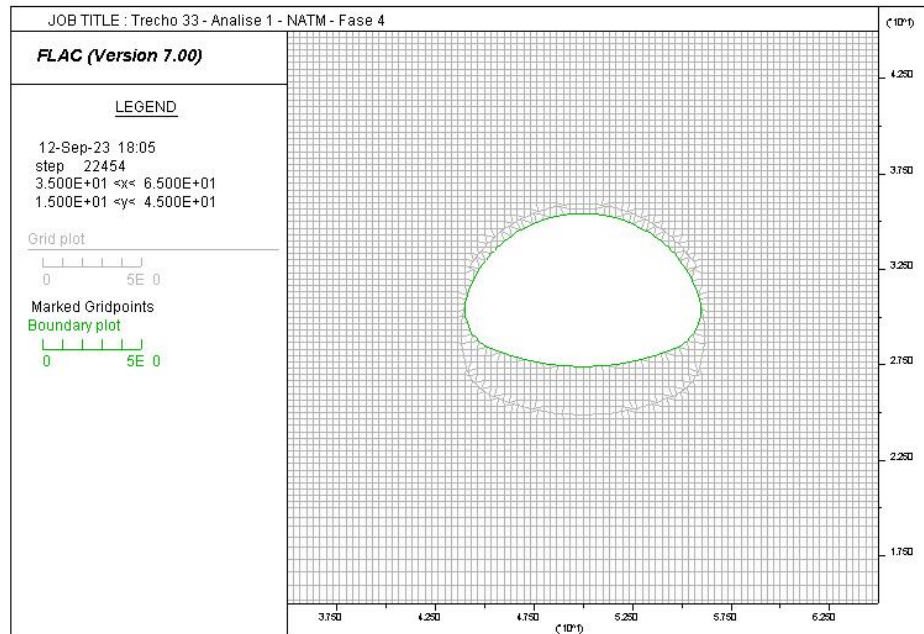
Passo 4– Revestimento da meia seção.

- Calota espessura 0,25m: concreto simples com $f_{ck} = 18 \text{ Mpa}$.
- Arco invertido espessura 0,25m: concreto simples com $f_{ck} = 18 \text{ Mpa}$.
- Com inércia para o concreto projetado:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ [m}^4\text{]} \quad (13)$$

$b = 1 \text{ m}$ e $h = 0,25 \text{ m}$ (espessura da seção).

Figura 26 — Passo 4 Malha ampliada NATM



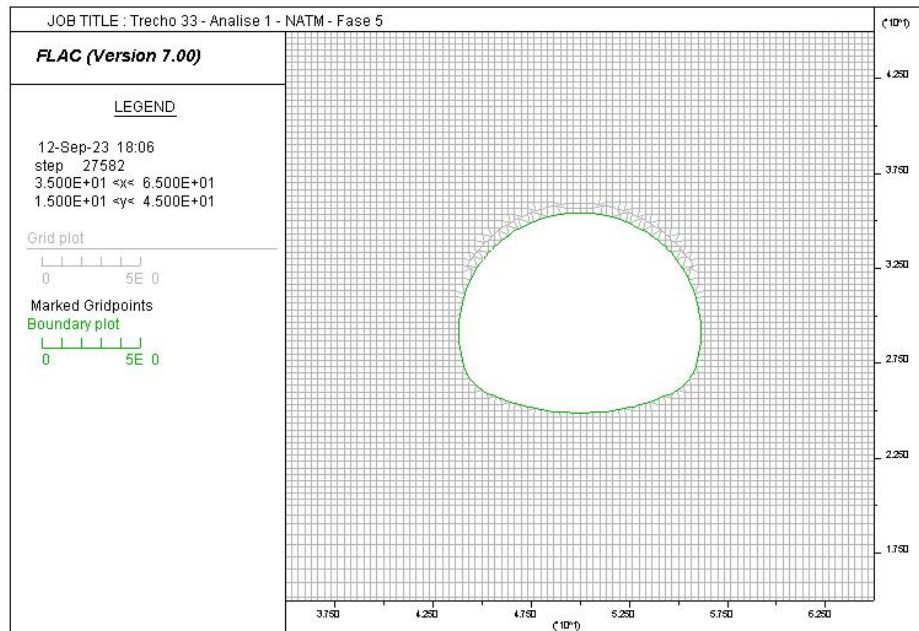
Fonte: Elaboração própria

Após a aplicação do suporte do túnel os alívios das tensões no entorno escavado são removidos.

Passo 5– Amadurecimento do concreto projetado aplicado no passo anterior para $f_{ck}=30\text{MPa}$, demolição do arco invertido provisório e escavação do rebaixo, passos ilustrados na Figura 25, completando a seção plena do túnel. A seguir os alívios considerados e previamente justificados no capítulo 4.1.

- Calota: 50%
- Arco invertido: 80%

Figura 27 — Passo 5 Malha ampliada NATM



Fonte: Elaboração própria

Passo 6– Revestimento do rebaixo.

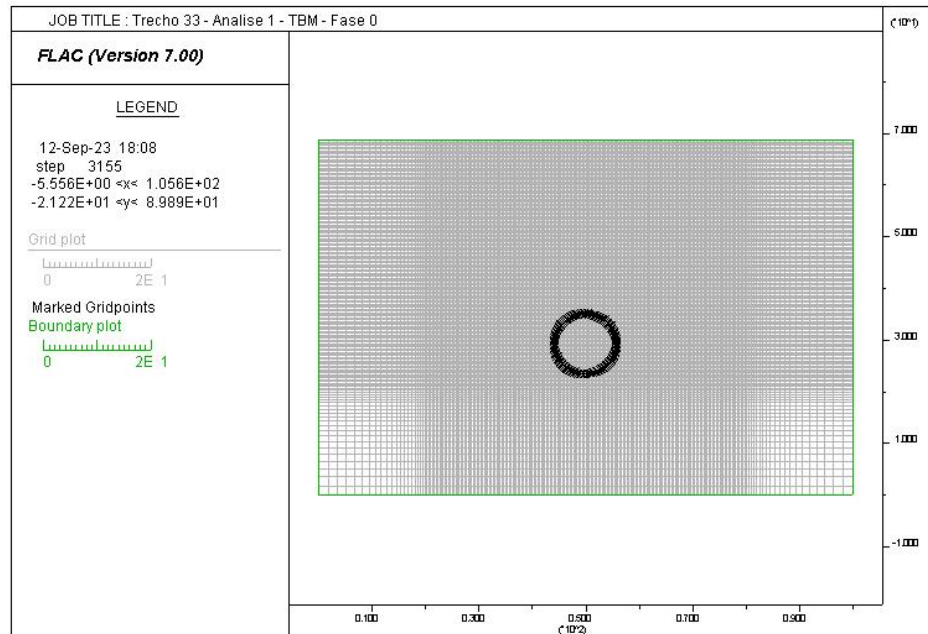
- Calota espessura 0,25m: concreto simples com $f_{ck}= 18\text{Mpa}$.
- Arco invertido espessura 0,25m: concreto simples com $f_{ck}= 18\text{Mpa}$.

Passo 7– Amadurecimento do concreto projetado aplicado no passo anterior para $f_{ck}= 30\text{Mpa}$.

6.2.2. Análise 1 e 2 para TBM

Os passos 0 e 1 tratam da inserção dos parâmetros iniciais e se retomam para o TBM de acordo com o capítulo 6.2.1.

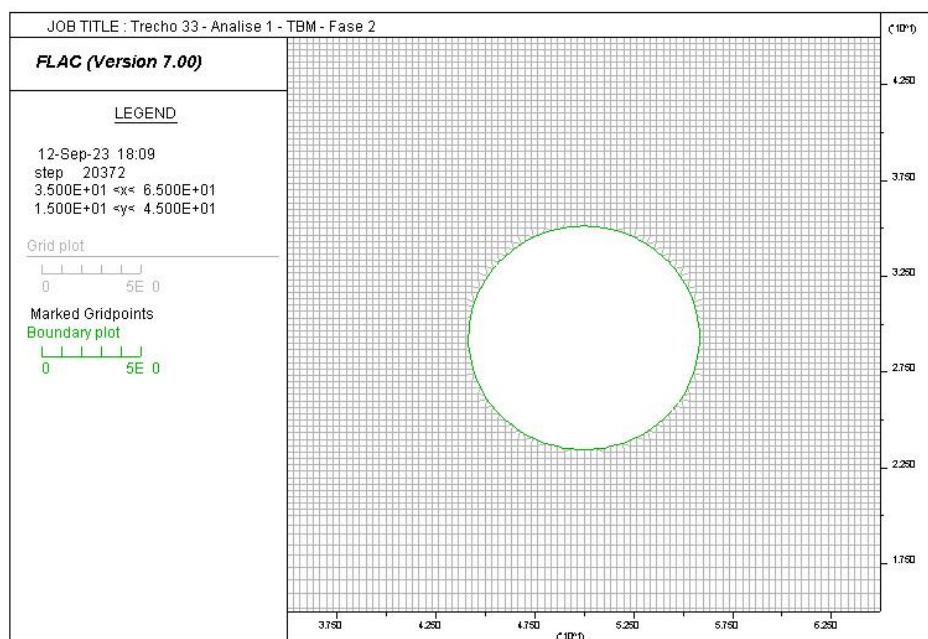
Figura 28 — Passo 0 Malha TBM



Fonte: Elaboração própria

Passo 2— Escavação do túnel e aplicação do alívio de 30% no perímetro escavado.

Figura 29 — Passo 2 Malha ampliada TBM



Fonte: Elaboração própria

O alívio adotado de 30%, apesar da taxa aproximada determinada no capítulo 4.1, foi definido através de uma retroanálise de um túnel em TBM já escavado na cidade de São Paulo com geologia semelhante, conforme a equação (5).

A partir dos resultados medidos pelas instrumentações do trecho de via foi montada uma bacia de recalque, com o volume obtido e com o volume já conhecido da seção foi possível chegar à perda de solo e por tentativa e erro foi adotado o alívio que mais coincidiu com o da bacia de recalque real.

Passo 3– Instalação dos segmentos do anel do *shield*.

- Espessura 0,45m
- $F_{ck} = 35 \text{ Mpa}$
- Com inércia para o concreto projetado de acordo com a equação (14) apresentada por Muir Wood:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} * \left(\frac{4}{n}\right)^2 [m^4] \quad (14)$$

$b = 1 \text{ m}$, $h = 0,45 \text{ m}$ (espessura da seção) e $n = 7$ (quantidade de segmentos por anel).

A diferença na inércia se encontra mais bem explicada no capítulo 2.2.1 e ocorre devido uma redução na rigidez do revestimento por consequência dos anéis do *shield* que no caso analisado apresenta 7 segmentos por anel.

7. RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados gerados a partir das análises realizadas para o túnel fictício proposto com o auxílio do programa FLAC2D, com o objetivo de tornar menos repetitiva e extensa a apresentação dos resultados foca nas tensões, deslocamentos e recalques superficiais previstos na escavação dos túneis. Os parâmetros utilizados para a obtenção dos resultados são apresentados na Tabela 2.

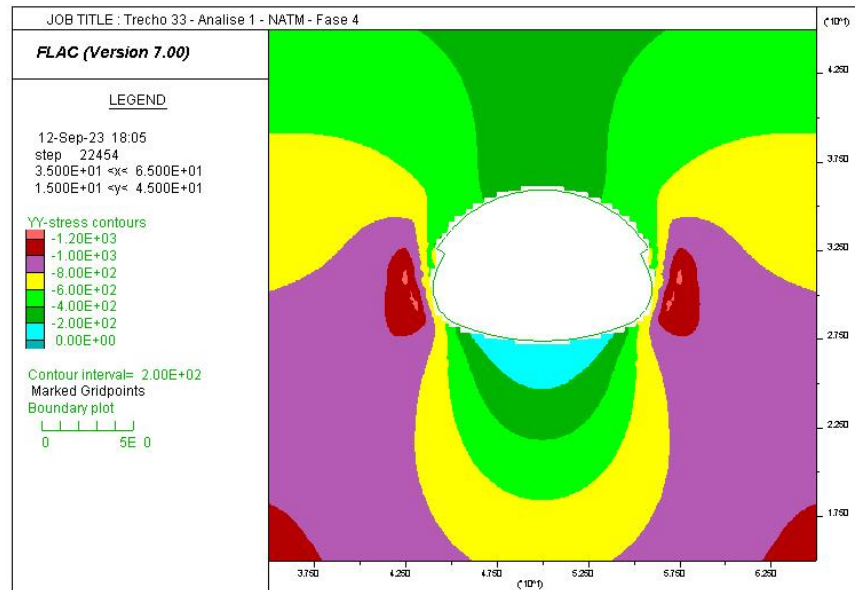
7.1. Análise 1 NATM e TBM -Tensões verticais

Conforme foi desenvolvido no capítulo 4, a escavação de um túnel gera um desequilíbrio no maciço por alterar as tensões que se encontravam num estado de equilíbrio, o rearranjo dessas tensões acaba por causar o arqueamento das tensões e o alívio do contorno escavado até que se proporcione um suporte para o maciço.

As ilustrações a seguir mostram esse rearranjo das tensões verticais no passo 4 que se trata do revestimento da meia seção escavada, no passo 5 que conta com o amadurecimento do concreto projetado na meia seção do passo anterior e com a escavação do rebaixo do túnel e no passo 6 onde ocorre o revestimento do rebaixo, como pode ser visto no capítulo 6.2.1.

Para a análise 1 em NATM os resultados estão ilustrados a partir da Figura 30 a Figura 32 e para o túnel em TBM na Figura 33.

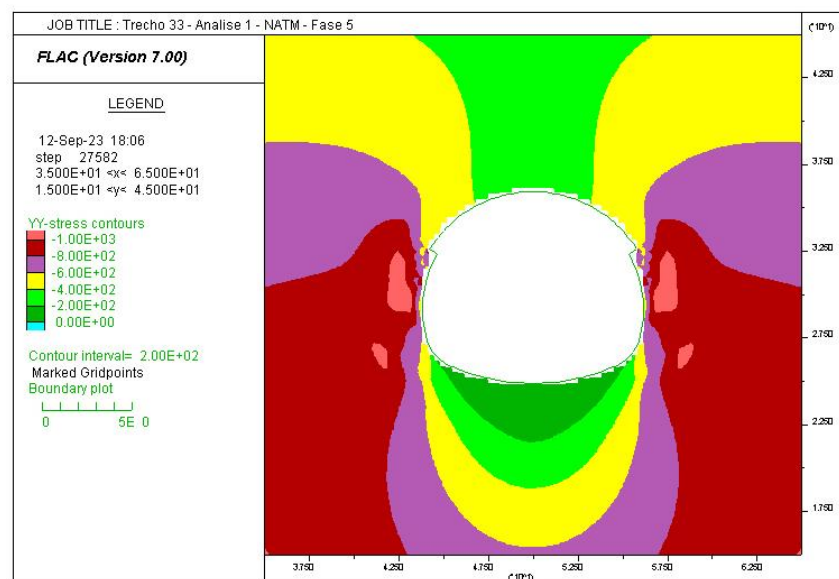
Figura 30 — Análise 1 NATM - Passo 4 - Tensões verticais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

A Figura 30 possui tensões máximas de 1200 kN/m^2 na região lateral do túnel, na área do arco invertido provisório as tensões diminuem a partir dos 800 kN/m^2 conforme se aproximam da linha de escavação, também podem se ver tensões menores na região da calota que ficam entre 400 kN/m^2 .

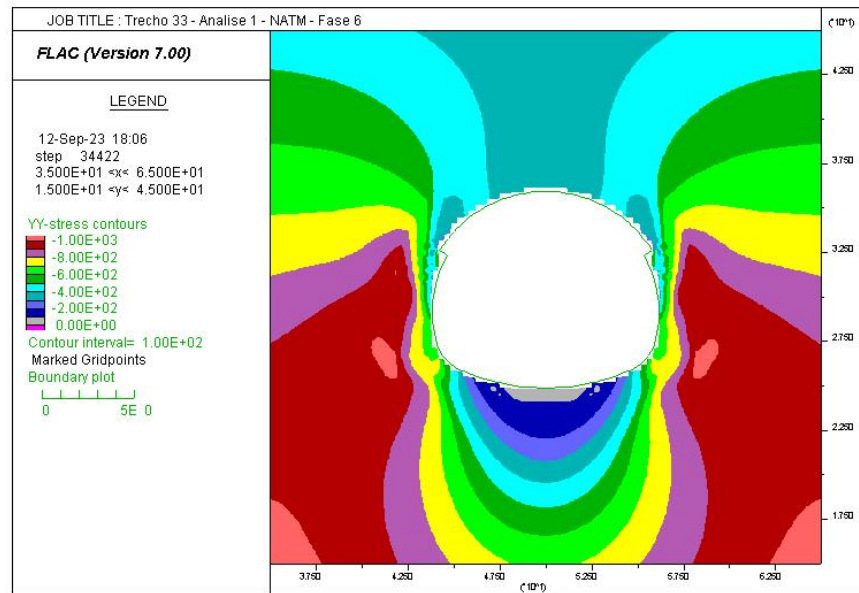
Figura 31 — Análise 1 NATM - Passo 5 - Tensões verticais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

A Figura 31 possui tensões máximas de 1000kN/m^2 na região lateral do túnel, na área do rebaixo as tensões diminuem a partir dos 1000kN/m^2 conforme se aproximam da linha de escavação, também podem se ver tensões menores na região da calota que ficam entre 400kN/m^2 .

Figura 32 — Análise 1 NATM - Passo 6 - Tensões verticais ampliadas



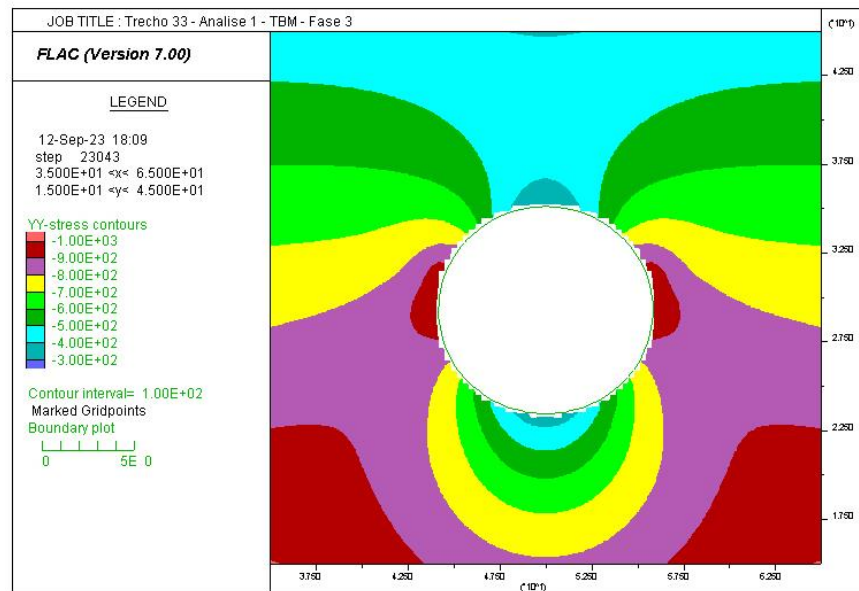
Fonte: Elaboração própria

A Figura 32 possui tensões máximas de 1000kN/m^2 na região lateral do túnel, na área do arco invertido definitivo as tensões diminuem a partir dos 1000kN/m^2 conforme se aproximam da linha de escavação, também podem se ver tensões menores na região da calota que ficam entre 400kN/m^2 , valores semelhantes ao seu passo anterior, porém pode se notar um aumento na região do arco invertido definitivo.

Nas escavações executadas pelo TBM os alívios aos quais a seção está sujeita são constantes em todo o contorno e consideravelmente menores se comparado com o NATM, isso acontece devido ao método mecanizado possibilitar uma escavação com menos intervenções no solo com a seção plena sendo concebida sem parcializações junto a vantagem de fornecer para o maciço um suporte quase que imediato com a instalação dos anéis e a injeção de *grout*.

A movimentação das tensões verticais (σ_y) previstas para a análise 1 no TBM é ilustrada na Figura 33 pelo passo 3 de execução, que se trata da fase de instalação dos anéis do *shield* como pode ser visto no capítulo 6.2.2.

Figura 33 — Análise 1 TBM – Passo 3– Tensões verticais ampliadas



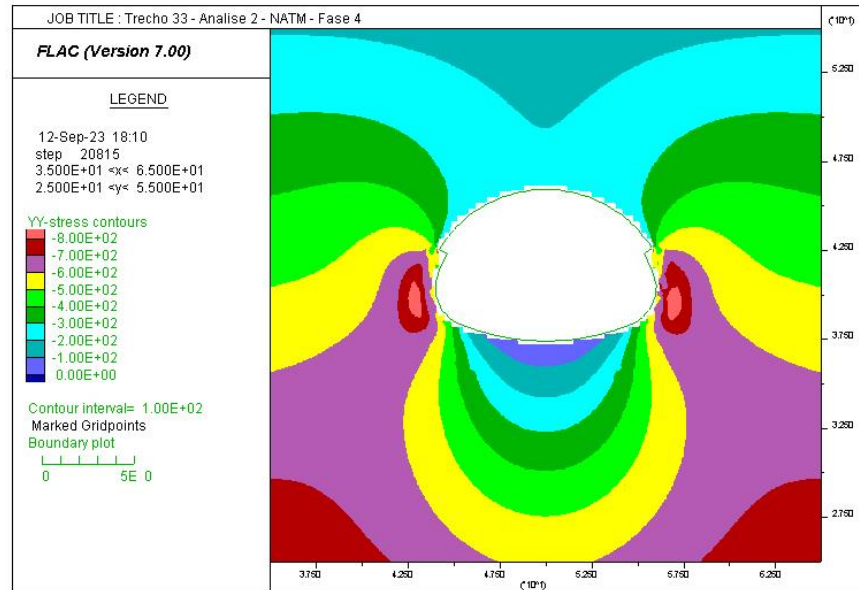
Fonte: Elaboração própria

As tensões verticais observadas na análise 1 do TBM aumentam a partir da geratriz inferior do túnel até atingir seus valores máximos de 1000 a 900kN/m². Na área da calota as tensões variam de 300 a 400kN/m² já nas laterais do túnel os valores voltam a aumentar ficando entre 1000 e 900kN/m².

7.2. Análise 2 NATM e TBM -Tensões verticais

A movimentação das tensões verticais (σ_y) previstas a análise 2 em NATM estão ilustradas na Figura 34 a Figura 36 e para o TBM na Figura 37.

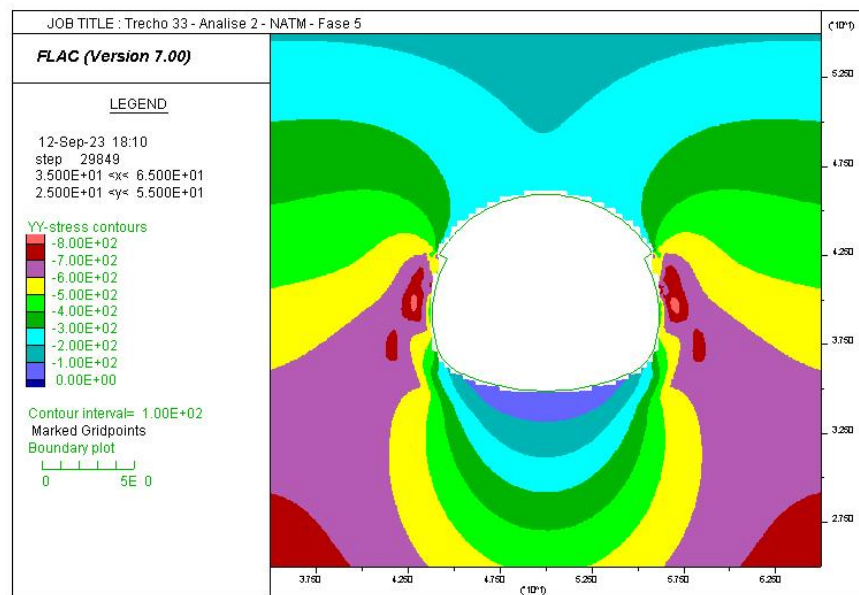
Figura 34 — Análise 2 NATM - Passo 4 - Tensões verticais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

A Figura 34 possui tensões máximas de 800kN/m^2 na região lateral do túnel, na área do arco invertido provisório as tensões diminuem a partir dos 700kN/m^2 conforme se aproximam da linha de escavação, já as tensões na região da calota ficam entre 200kN/m^2 .

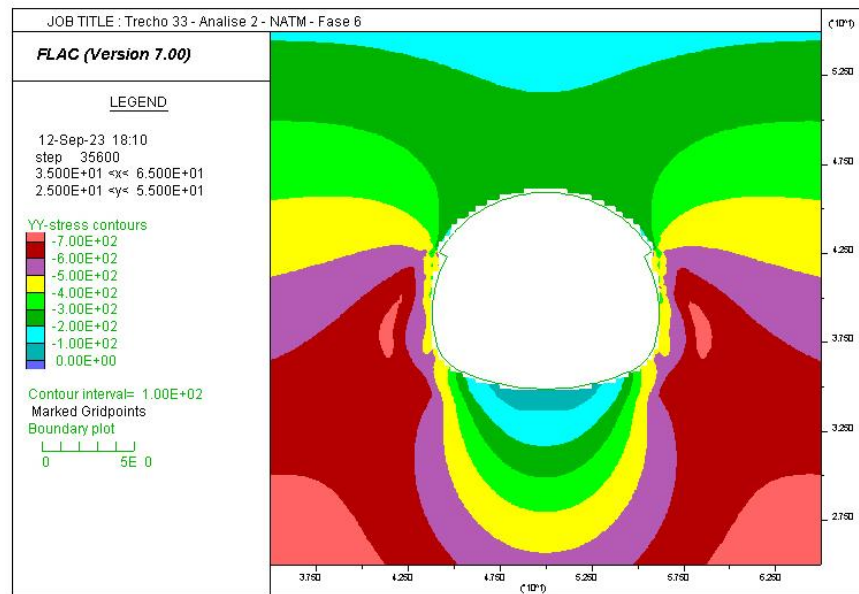
Figura 35 - Análise 2 NATM - Passo 5 - Tensões verticais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

A Figura 35 possui tensões máximas de 800kN/m² na região lateral do túnel, na área do rebaixo as tensões diminuem a partir dos 700kN/m² conforme se aproximam da linha de escavação com tensões na região da calota que ficam entre 200kN/m², similar ao passo anterior.

Figura 36 — Análise 2 NATM - Passo 6 - Tensões verticais ampliadas

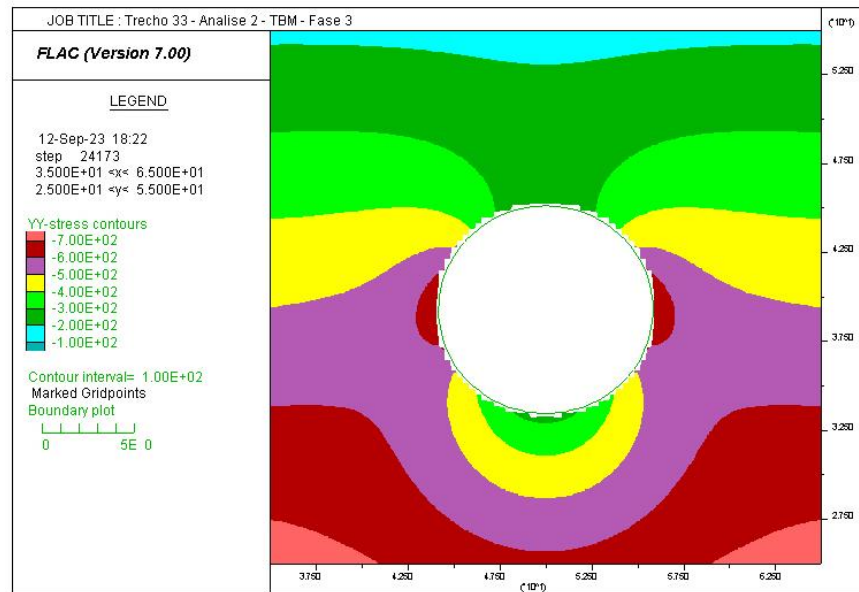


Fonte: Elaboração própria

A Figura 36 possui tensões máximas de 700kN/m² na região lateral do túnel, na área do arco invertido definitivo as tensões diminuem a partir dos 700kN/m² conforme se aproximam da linha de escavação, com tensões na região da calota que ficam entre 200 e 300kN/m².

A movimentação das tensões verticais (σ_y) previstas para a análise 2 do TBM é ilustrada na Figura 37.

Figura 37 — Análise 2 TBM – Passo 3– Tensões verticais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

As tensões verticais observadas na análise 2 aumentam a partir da geratriz inferior do túnel até atingir seus valores máximos de 700kN/m², na área da calota as tensões variam entre 200 e 300kN/m² já nas laterais do túnel os valores voltam a aumentar ficando entre 600 e 700kN/m².

Pode-se observar nas tensões verticais (σ_y) que ocorrem que no método NATM se intensificam nas laterais do túnel e abaixo do arco invertido, o que decorre das diferenças de alívios usados no cálculo, como pode ser visto no capítulo 6.2.1 o que reflete o fato que os passos de avanço do arco invertido são maiores que na calota, deixando que o maciço sofra mais alívios antes da instalação de seu suporte. Comparando os resultados do NATM com o TBM em ambas as análises fica claro a partir das ilustrações que no NATM a movimentação das tensões é mais expressiva que no TBM.

Os resultados também mostram que os valores de tensões verticais obtidas para a análise 1 são consideravelmente mais expressivas que na análise 2 o que pode ser explicado na diferença de cobertura entre as análises de mais de 10m, as tensões são calculadas segundo a equação (6), logo, o peso do solo sobre o túnel na linha da análise 1 é bem superior ao da análise 2, movimentando tensões conseqüentemente maiores.

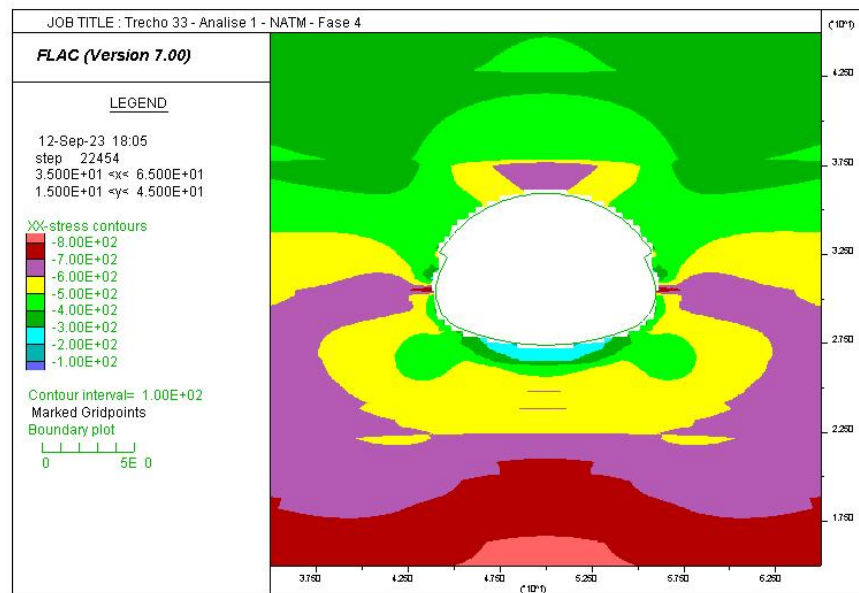
7.3. Análise 1 NATM e TBM -Tensões horizontais

O efeito de rearranjo das tensões que ocorre após a abertura do maciço que foi descrito no capítulo 4, é o que mobiliza as tensões horizontais (σ_x) que conforme ilustrado na Figura 8 são obtidas através da equação (15) em suas condições iniciais de equilíbrio, com seus resultados dependo do coeficiente K_0 particular de cada material.

$$\sigma_x = \sigma_y K_0 \quad (15)$$

Tensões horizontais ilustradas para a análise 1 em NATM da Figura 38 a Figura 40 .

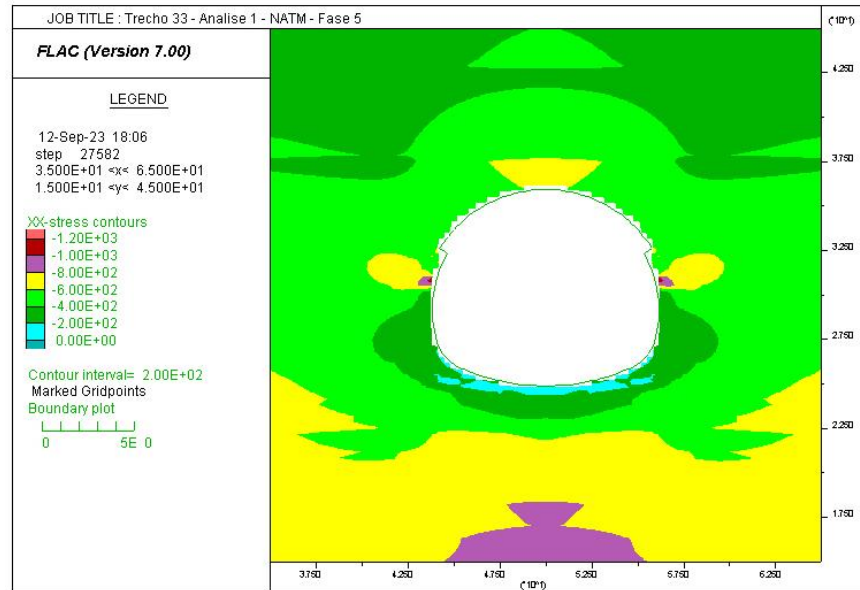
Figura 38 — Análise 1 NATM - Passo 4 - Tensões horizontais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

Como pode ser visto na Figura 38 movimento das tensões horizontais ocorre em direção as extremidades do eixo central do túnel, local onde ser vista uma concentração de tensões mais altas. No passo acima, na região da calota as tensões chegam a 600kN/m² e a partir do arco invertido provisório do túnel aumentam até atingir seus valores máximos de 800kN/m².

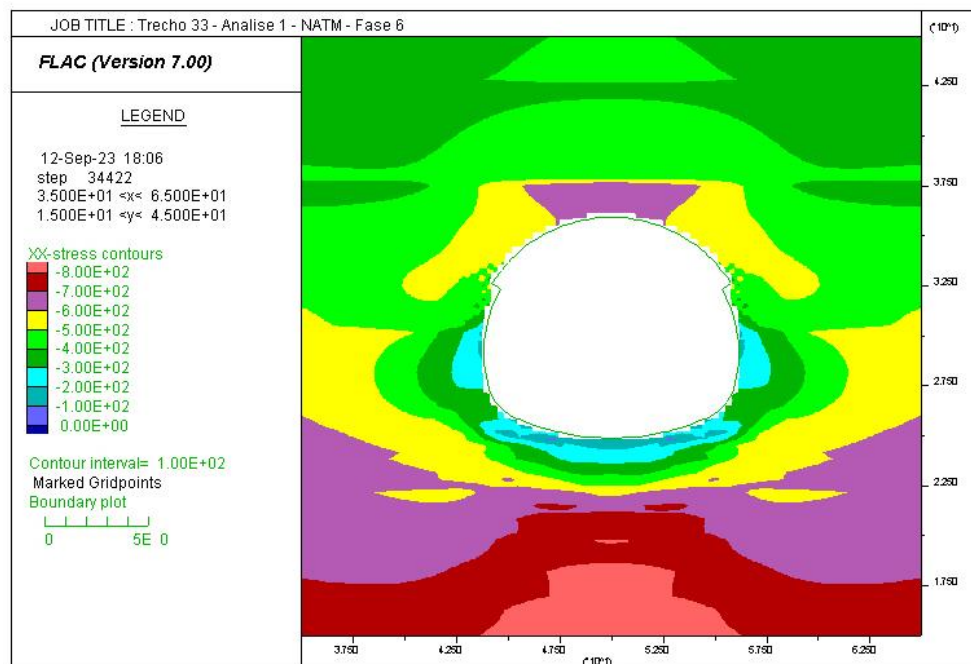
Figura 39 — Análise 1 NATM - Passo 5 - Tensões horizontais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 39, na região da calota as tensões chegam a 600kN/m^2 e a partir do rebaixo do túnel aumentam até atingir seus valores máximos de 800kN/m^2 .

Figura 40 — Análise 1 NATM - Passo 6 - Tensões horizontais ampliadas

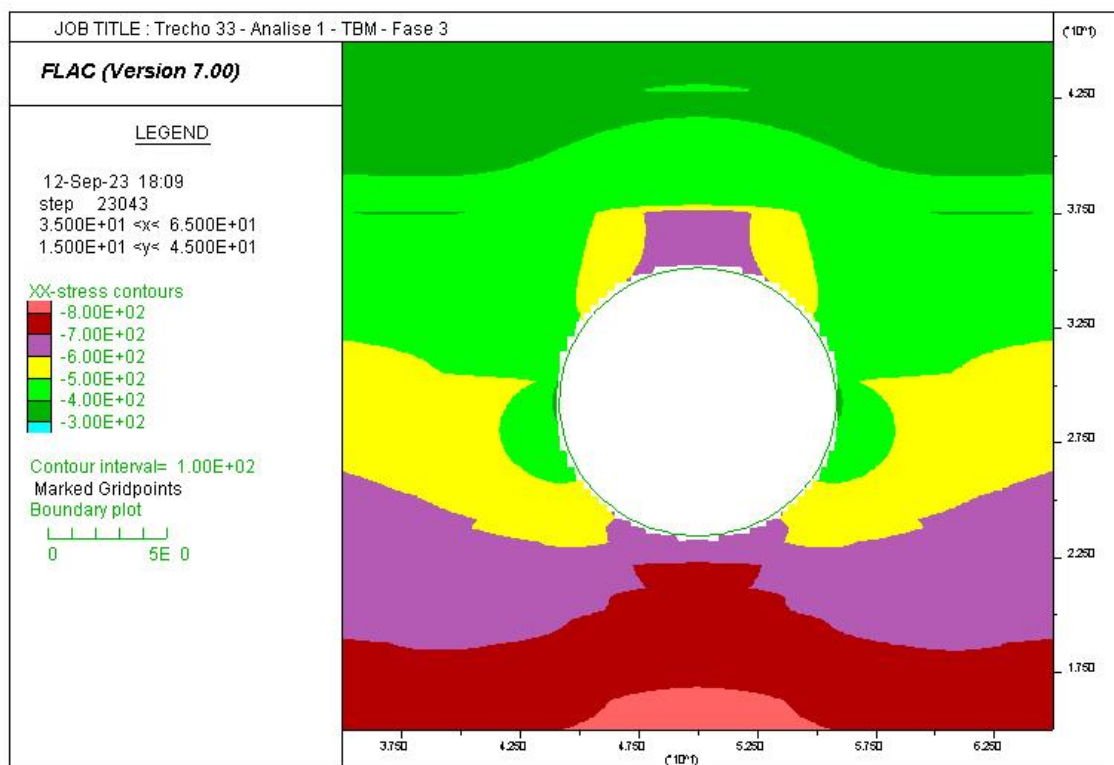


Fonte: Elaboração própria

Na Figura 40, na região da calota as tensões chegam a 600kN/m² e a partir do arco invertido definitivo do túnel aumentam até atingir seus valores máximos de 800kN/m² se mantendo similar ao passo anterior.

As tensões horizontais (σ_x) para a análise 1 do TBM é ilustrada na Figura 41.

Figura 41 — Análise 1 TBM – Passo 3– Tensões horizontais ampliadas



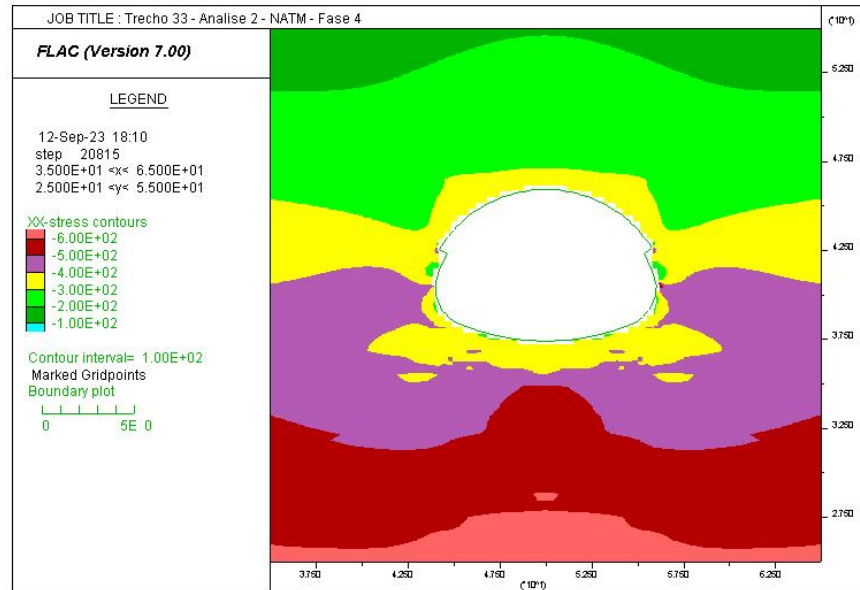
Fonte: Elaboração própria

Na região da calota as tensões chegam a 600kN/m² e a partir da geratriz inferior do túnel aumentam até atingir seus valores máximos de 800kN/m², a concentração de tensão a geratriz superior ocorre devido ao movimento das tensões horizontais em direção as extremidades do eixo do túnel.

7.4. Análise 2 NATM e TBM -Tensões horizontais

As tensões horizontais (σ_x) estão ilustradas para a análise 2 em NATM da Figura 42 a Figura 44 e para o TBM na Figura 45.

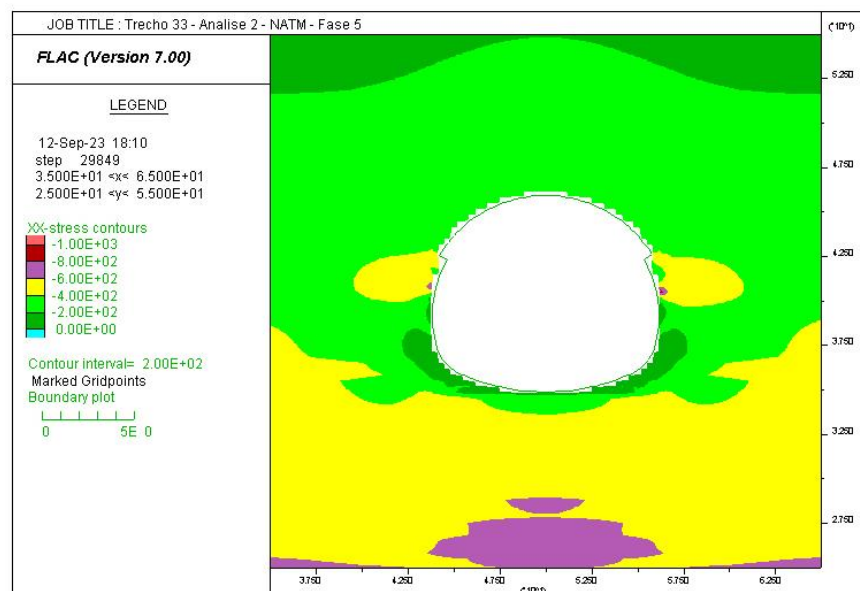
Figura 42 — Análise 2 NATM - Passo 4 - Tensões horizontais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 42, na região da calota as tensões chegam a 300kN/m^2 e a partir do arco invertido provisório do túnel aumentam até atingir seus valores máximos de 600kN/m^2 .

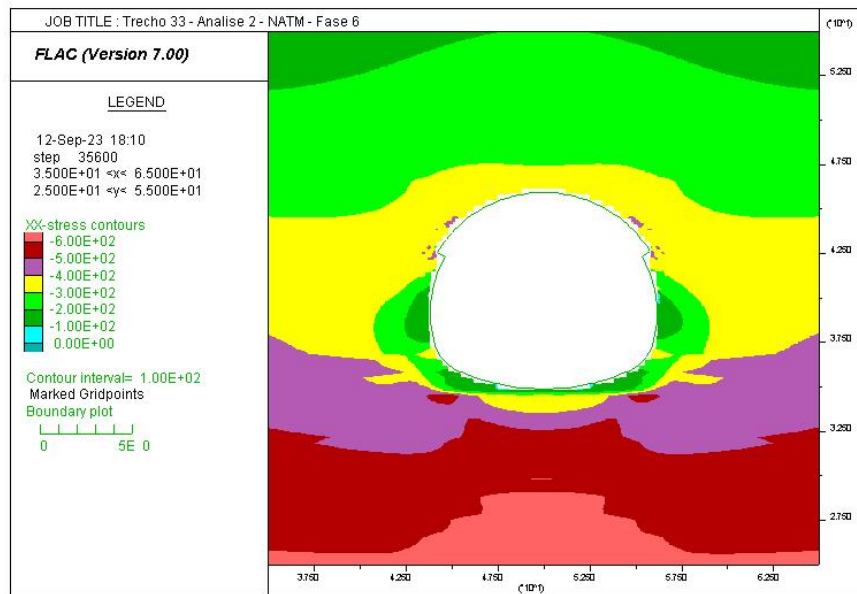
Figura 43 — Análise 2 NATM - Passo 5 - Tensões horizontais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 43, na região da calota as tensões chegam a 300kN/m² e a partir do rebaixo do túnel aumentam até atingir seus valores máximos de 600kN/m², similar a situação do passo anterior.

Figura 44 — Análise 2 NATM - Passo 6 - Tensões horizontais ampliadas

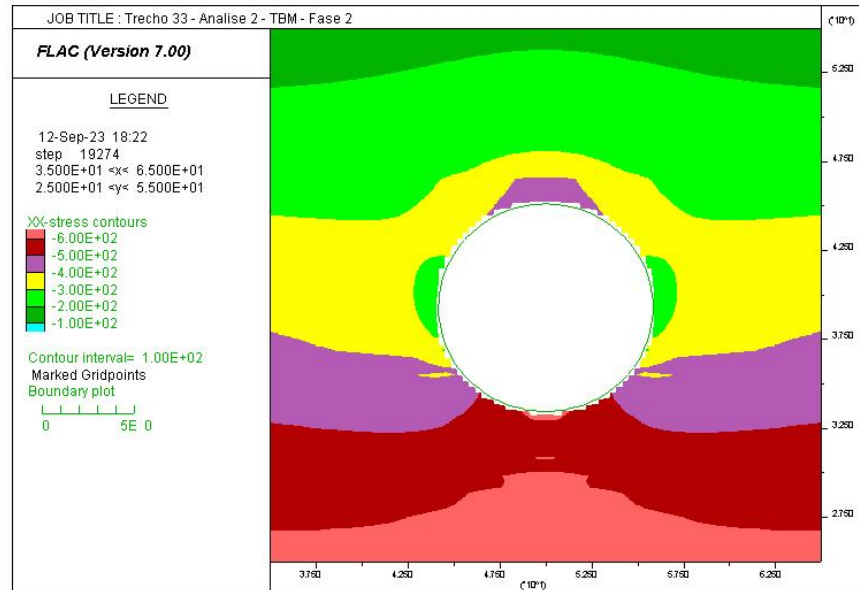


Fonte: Elaboração própria

Na Figura 44, na região da calota as tensões chegam a 300kN/m² e a partir do arco invertido definitivo do túnel aumentam até atingir seus valores máximos de 600kN/m².

As tensões horizontais (σ_x) para a análise 2 em TBM são ilustradas na Figura 45.

Figura 45 — Análise 2 TBM – Passo 3– Tensões horizontais ampliadas



Fonte: Elaboração própria

Na análise 2, na região da calota as tensões chegam a 400kN/m^2 e a partir da geratriz inferior do túnel aumentam até atingir seus valores máximos de 600kN/m^2 .

A diferença de cobrimento pode explicar a disparidade dos resultados entre análises, a análise 1 possui valores mais significativos como nas tensões verticais e movimento das tensões para as extremidades do eixo central do túnel esclarece o porquê da posição de concentrações de tensões nas calotas.

Comparando por fim os resultados entre os métodos de escavações é possível reparar a partir das ilustrações em maiores movimentações das tensões no NATM.

7.5. Análise 1 NATM e TBM – Deslocamentos verticais

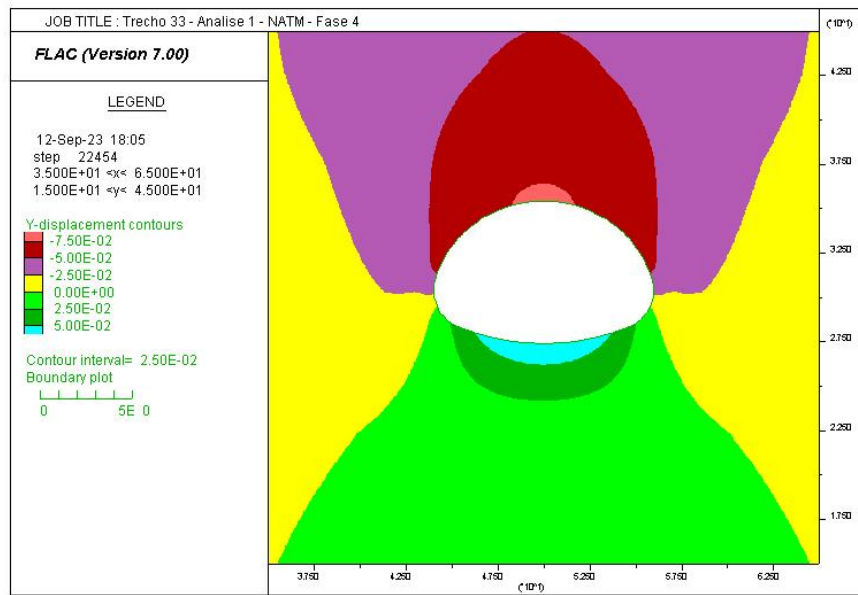
Os deslocamentos verticais, de maneira ampliada como é analisado nas ilustrações abaixo dependem principalmente da estratigrafia do solo, na Tabela 2 podemos ver os parâmetros utilizados nas análises.

Como pode ser visto no capítulo 3.1.2, a coesão se relaciona a resistência e firmeza do solo, o que varia de acordo com o material. O menor valor de coesão entre as camadas existentes nas análises apresentadas é o da areia e segundo a Figura 19 a Figura 22, é o material presente

na maior parte da face de escavação dos túneis da análise 1. Tendo em conta estas informações é possível fazer previsões quanto aos deslocamentos apenas com base nos perfis geológicos criados.

Os deslocamentos verticais estão ilustrados para a análise 1 em NATM na Figura 46 a Figura 48.

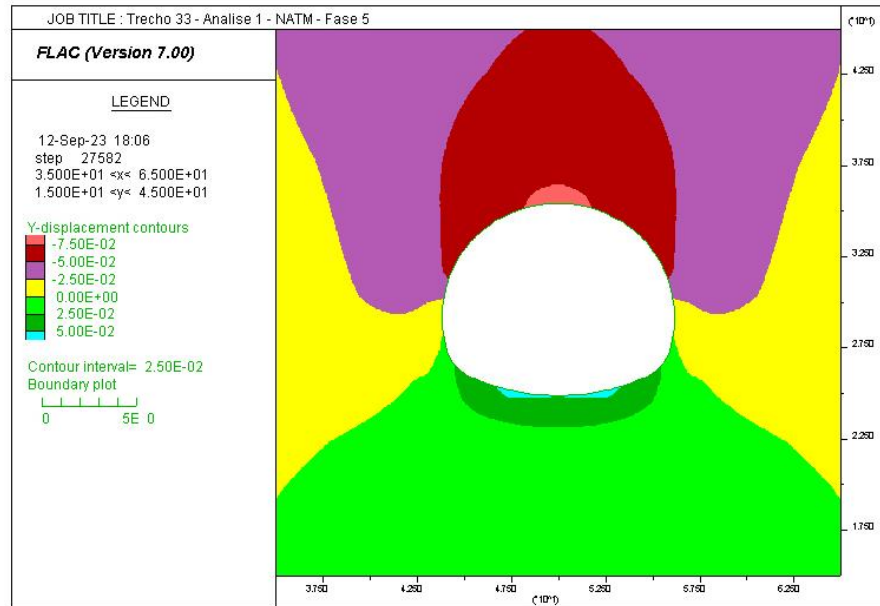
Figura 46 — Análise 1 NATM – Passo 4– Deslocamentos verticais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 46 a região da calota sofre com deslocamentos verticais de até 75mm, nas laterais do túnel eles variam de 0 a 25mm voltando a aumentar no arco invertido provisório alcançando valores que chegam até 50mm.

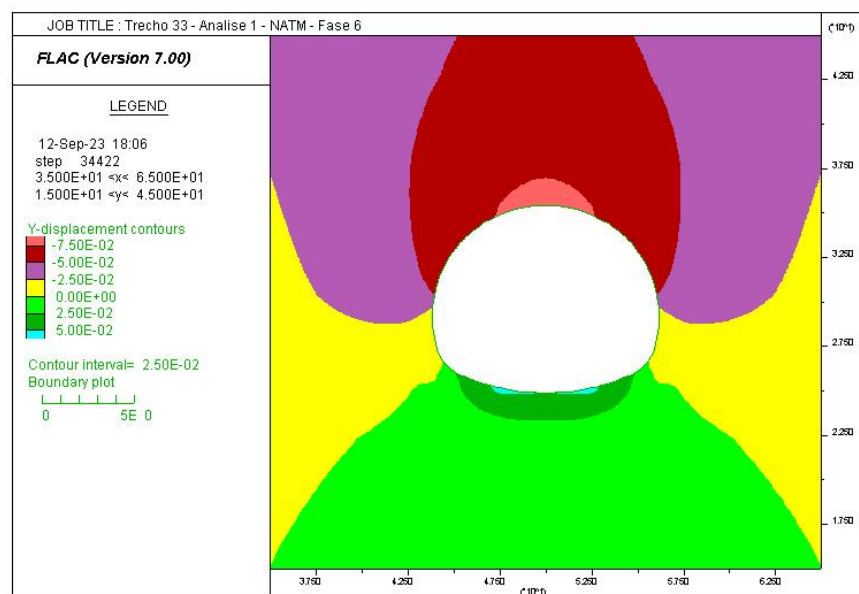
Figura 47 — Análise 1 NATM – Passo 5– Deslocamentos verticais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 47a região da calota sofre com deslocamentos verticais de até 75mm, nas laterais do túnel eles variam de 0 a 25mm voltando a aumentar no rebaixo alcançando valores que chegam até 50mm, situação similar ao passo anterior.

Figura 48 — Análise 1 NATM – Passo 6– Deslocamentos verticais ampliados

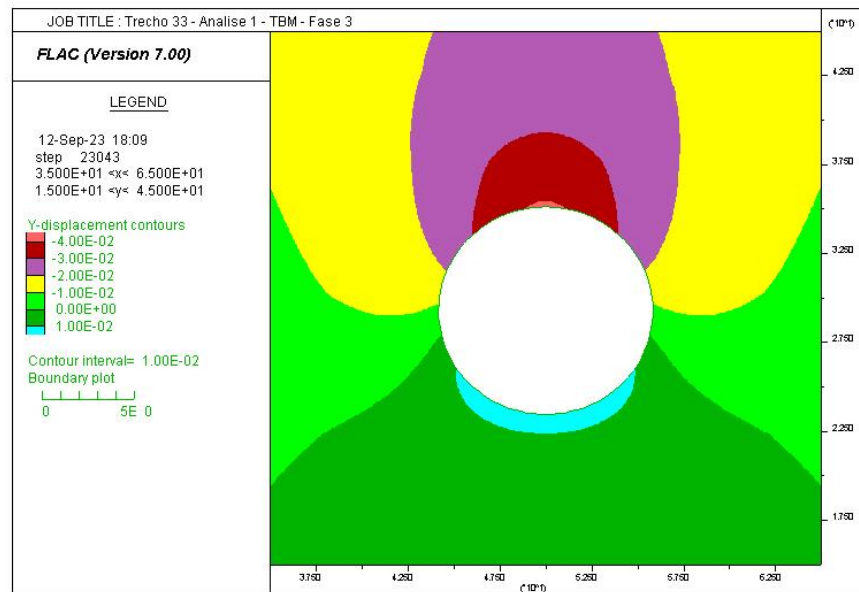


Fonte: Elaboração própria

Na Figura 48 a região da calota sofre com deslocamentos verticais de até 75mm, nas laterais do túnel eles variam de 0 a 25mm voltando a aumentar no arco invertido definitivo alcançando valores que chegam até 50mm, situação similar aos passos anteriores.

Os deslocamentos verticais a análise 1 em TBM estão ilustrados na Figura 49.

Figura 49 — Análise 1 TBM – Passo 3– Deslocamentos verticais ampliados



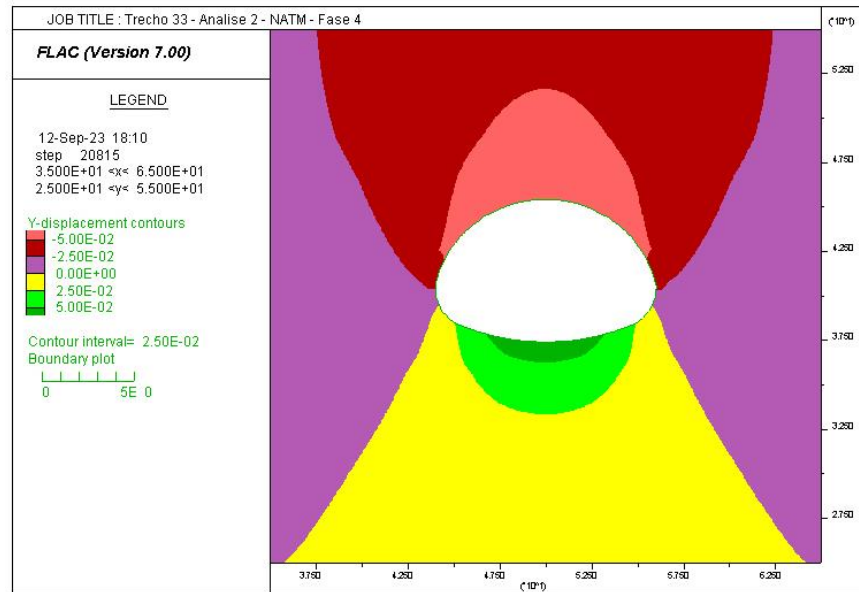
Fonte: Elaboração própria

Na análise 1 a região da calota sofre com deslocamentos verticais de até 40mm, esses valores passam a diminuir durante o contorno do túnel, se tornando quase inexistentes em seu quadrante e voltando a aumentar na geratriz inferior, apresentando deslocamentos de 10mm.

7.6. Análise 2 NATM e TBM – Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais estão ilustrados para a análise 2 em NATM da Figura 50 a Figura 52.

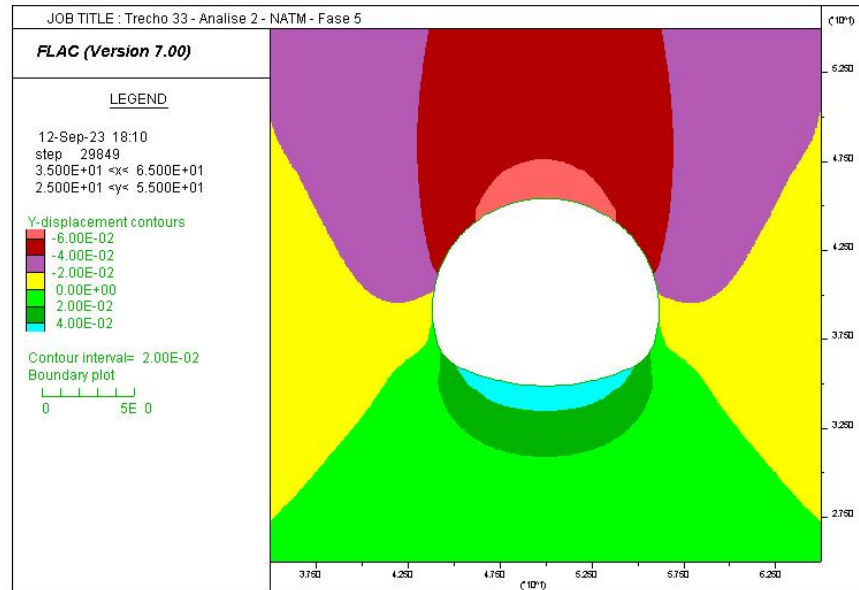
Figura 50 — Análise 2 NATM – Passo 4– Deslocamentos verticais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 50 a região da calota sofre com deslocamentos verticais de até 50mm, nas laterais do túnel eles variam de 0 a 25mm voltando a aumentar no arco invertido provisório até 50mm.

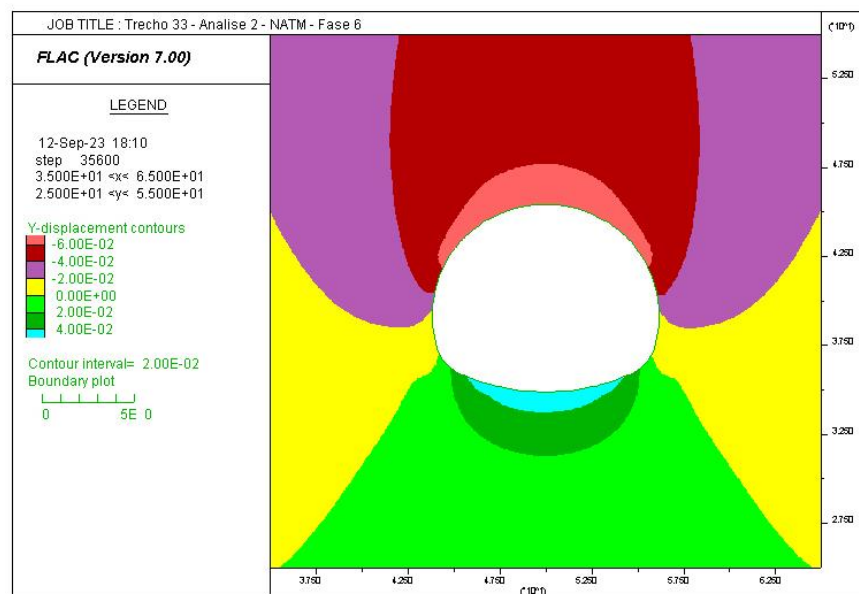
Figura 51 — Análise 2 NATM – Passo 5– Deslocamentos verticais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 51 a região da calota sofre com deslocamentos verticais de até 60mm, nas laterais do túnel eles variam de 0 a 20mm voltando a aumentar no rebaixo até 40mm.

Figura 52 — Análise 2 NATM – Passo 6– Deslocamentos verticais ampliados

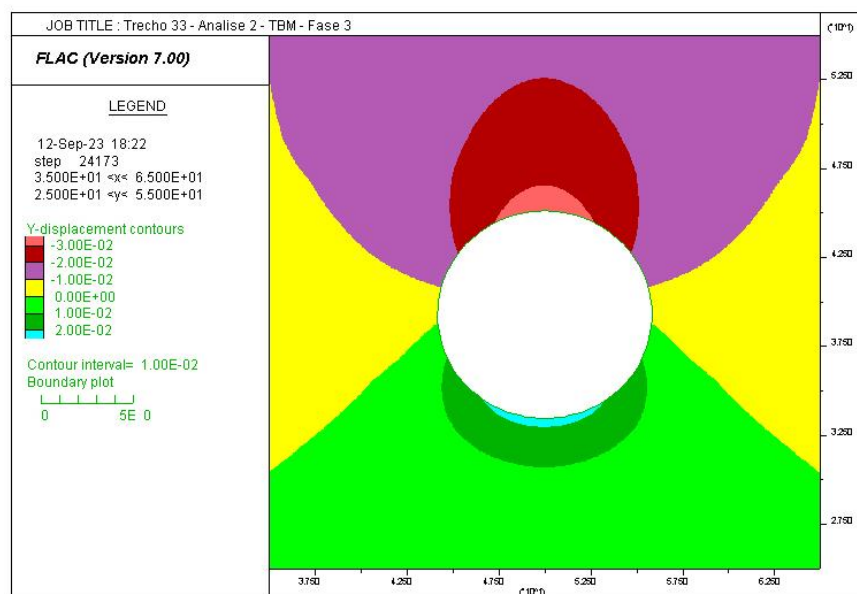


Fonte: Elaboração própria

Na Figura 52 a região da calota sofre com deslocamentos verticais de até 60mm, nas laterais do túnel eles variam de 0 a 20mm voltando a aumentar no arco invertido definitivo até 40mm, apresentando valores similares ao passo anterior.

A Figura 53 demonstra os deslocamentos verticais para a análise 2 em TBM.

Figura 53 — Análise 2 TBM – Passo 3– Deslocamentos verticais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na análise 2 a região da calota sofre com deslocamentos verticais de até 30mm, esses valores passam a diminuir durante o contorno do túnel, se tornando quase inexistentes em seu quadrante e voltando a aumentar na geratriz inferior até 20mm.

Em todos os casos os deslocamentos verticais mais expressivos ocorrem na geratriz superior do túnel e vão se amenizando no decorrer do seu contorno e até a superfície. Nota-se que a análise 1 demonstra deslocamentos verticais mais expressivos, o que pode ter ocorrido devido a sua face de escavação com a presença de areia, material de baixa coesão e, portanto, um resultado coerente.

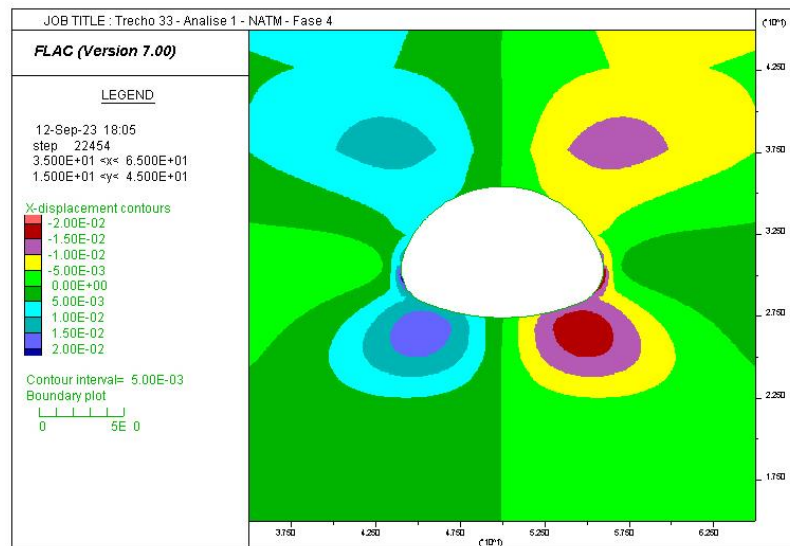
Comparado com os resultados dos deslocamentos verticais presentes no NATM é possível constatar que os deslocamentos verticais no TBM possuem valores bem inferiores, novamente podemos citar vantagens do método que possibilitam tais resultados como a rápida

instalação de suporte, a injeção de *grout* a pressão e frequências adequadas no contorno do túnel e uma pressurização adequada durante a escavação, conforme visto no capítulo 4.2.

7.7. Análise 1 NATM e TBM – Deslocamentos horizontais

Conforme ilustrado a seguir, os deslocamentos horizontais se espelham a partir do eixo de simetria da circunferência de escavação. Na legenda contida na imagem gerada pelo software nota-se que os valores estão descritos como positivos e negativos, sendo está uma forma gráfica que o FLAC2D utiliza para apresentar seus resultados de forma mais visual e ilustrativa. Os resultados dos deslocamentos obtidos através da análise 1 para o NATM podem ser observados na Figura 54 a Figura 56.

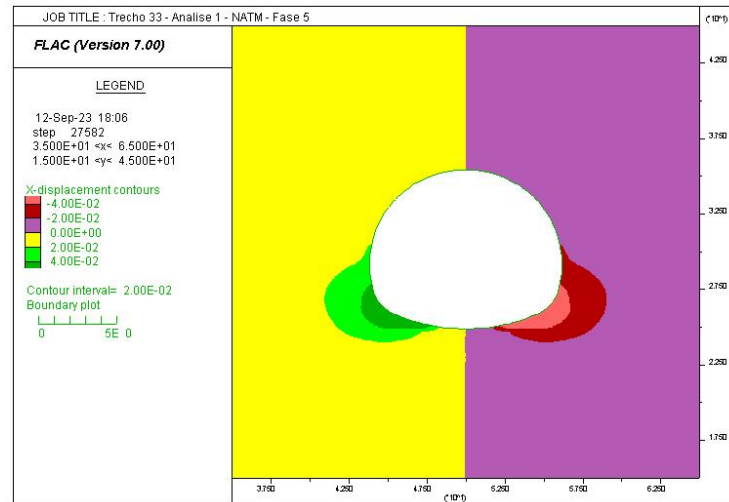
Figura 54 — Análise 1 NATM – Passo 4– Deslocamentos horizontais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 54 podemos observar que os deslocamentos horizontais são nulos no eixo central e se distribuem entre a geratriz superior e o arco invertido provisório do túnel onde atinge seu valor máximo de 20mm. Os deslocamentos se dissipam conforme se afastam do eixo do túnel.

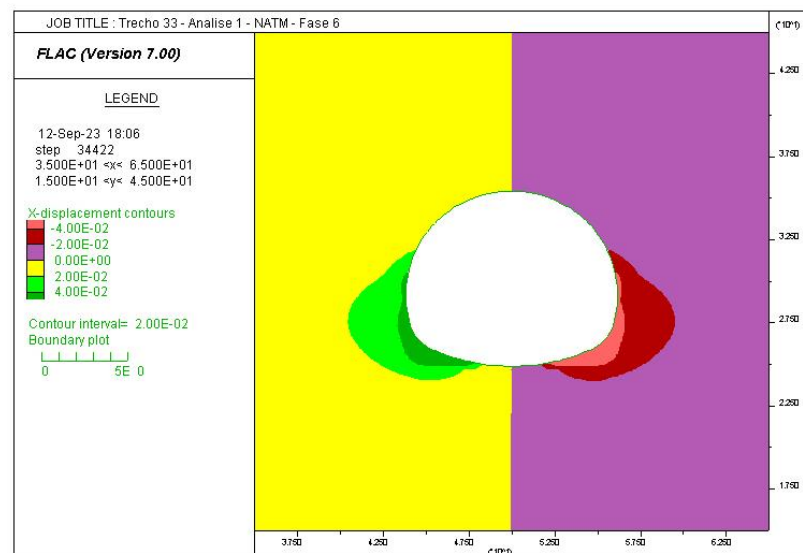
Figura 55 — Análise 1 NATM – Passo 5– Deslocamentos horizontais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 55 os deslocamentos horizontais se encontram concentrados nas laterais do rebaixo do túnel atingindo seus valores máximos de 40 mm.

Figura 56 — Análise 1 NATM – Passo 6– Deslocamentos horizontais ampliados

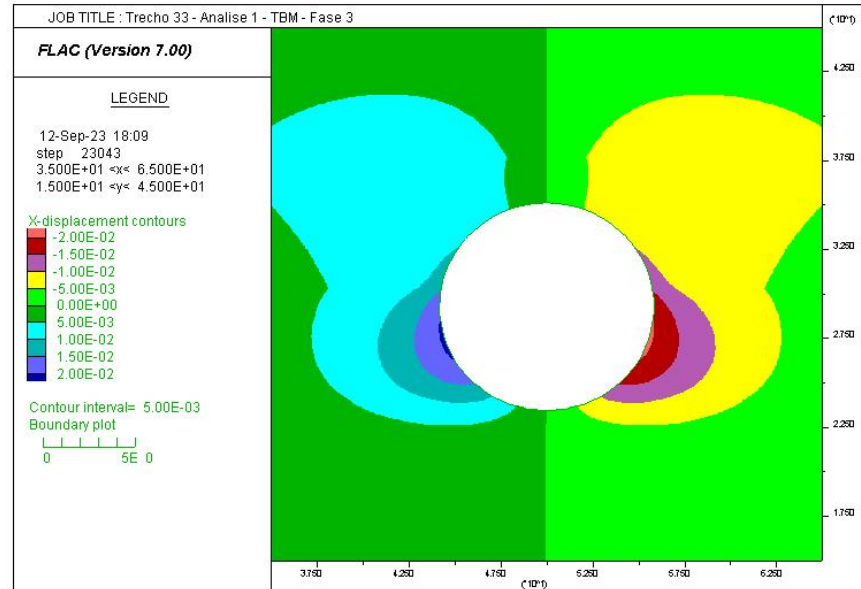


Fonte: Elaboração própria

Podemos observar na Figura 56 que do passo 5 para o passo 6 não houve muitas variações. Os deslocamentos horizontais se encontram concentrados nas laterais do arco invertido definitivo do túnel atingindo seus valores máximos de 40 mm.

Os deslocamentos horizontais estão ilustrados para a análise 1 em TBM na Figura 57.

Figura 57 — Análise 1 TBM – Passo 3– Deslocamentos horizontais ampliados



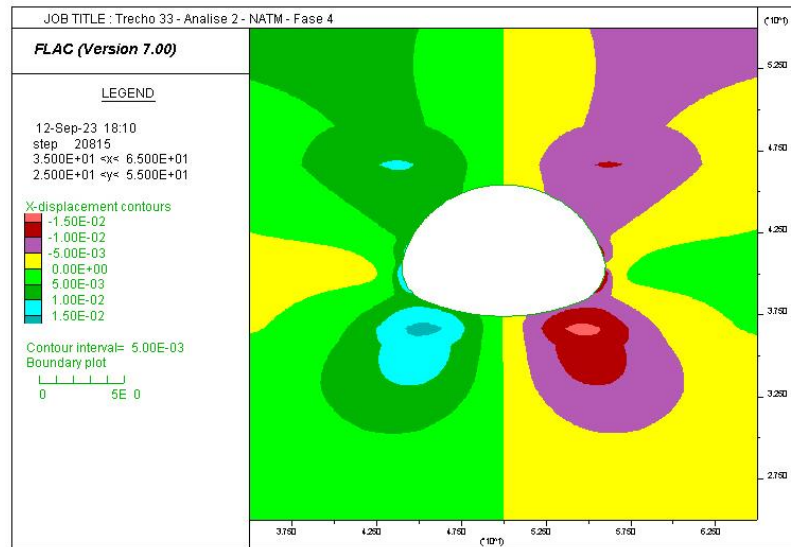
Fonte: Elaboração própria

Na Figura 57 os deslocamentos horizontais são nulos no eixo central e se distribuem entre a geratriz superior e a geratriz inferior do túnel, chegando neste caso ao valor máximo de 20mm e se dissipando conforme se afasta do eixo do túnel.

7.8. Análise 2 NATM e TBM – Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais previstos para a análise 2 podem ser observados para o NATM na Figura 58 a Figura 60 e para o TBM na Figura 61.

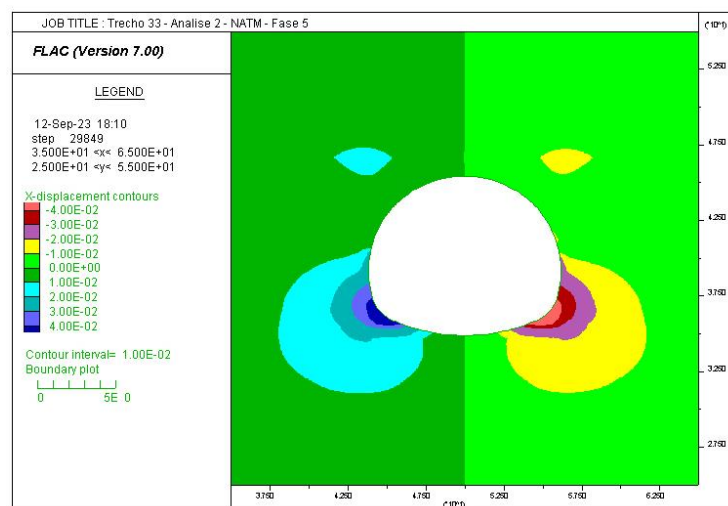
Figura 58 — Análise 2 NATM – Passo 4– Deslocamentos horizontais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 58 os deslocamentos horizontais são nulos no eixo central e se distribuem entre a geratriz superior e o arco invertido provisório do túnel onde atinge seu valor máximo de 15mm.

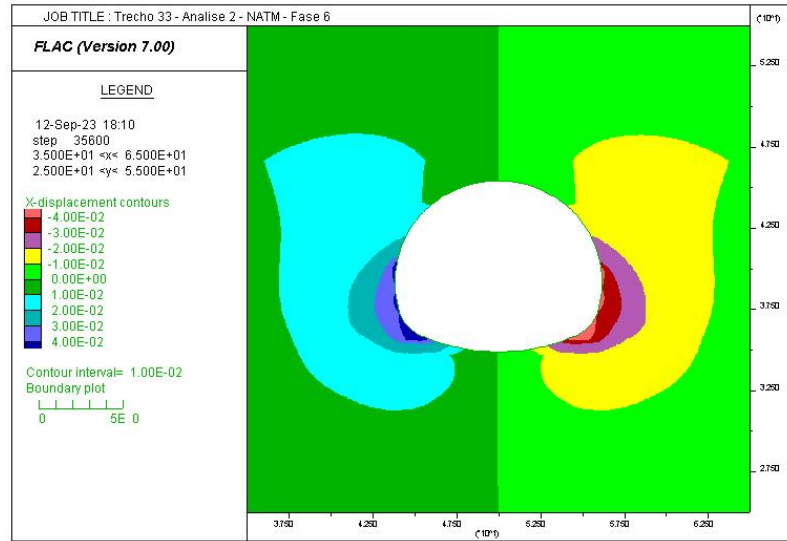
Figura 59 — Análise 2 NATM – Passo 5– Deslocamentos horizontais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 59 os deslocamentos horizontais são nulos no eixo central e se distribuem entre a geratriz superior e o rebaixo do túnel onde atinge seu valor máximo de 40mm.

Figura 60 — Análise 2 NATM – Passo 6– Deslocamentos horizontais ampliados

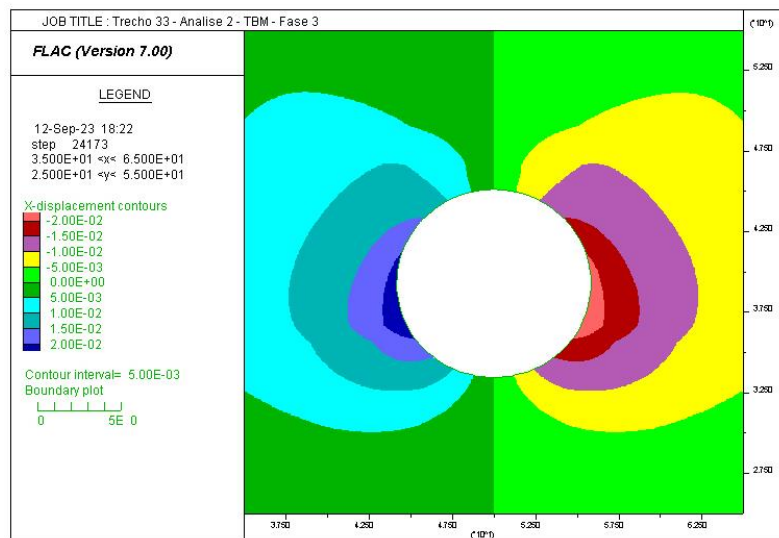


Fonte: Elaboração própria

A Figura 60 apresentou resultados semelhantes ao passo anterior com seu valor máximo de deslocamento horizontal de 40mm.

Abaixo estão apresentados os deslocamentos horizontais estão ilustrados para a análise 2 em TBM na Figura 61.

Figura 61 — Análise 2 TBM – Passo 3– Deslocamentos horizontais ampliados



Fonte: Elaboração própria

Na figura acima os deslocamentos horizontais seguem o comportamento esperado e estão distribuídos entre a geratriz superior e a geratriz inferior do túnel, com valores máximos de 20mm como na análise anterior, resultado que se dissipa conforme se afasta do eixo do túnel.

Segundo as figuras geradas é possível constatar que os deslocamentos horizontais se concentram principalmente no encontro da calota com o arco invertido depois de escavada a seção plena do túnel, pois as tensões existentes previamente naquele sistema tendem a buscar o reequilíbrio. O que, devido a geometria da escavação, se dissipa circundando o túnel. Os baixos deslocamentos no eixo do túnel acontecem devido a esse ser o seu eixo de simetria.

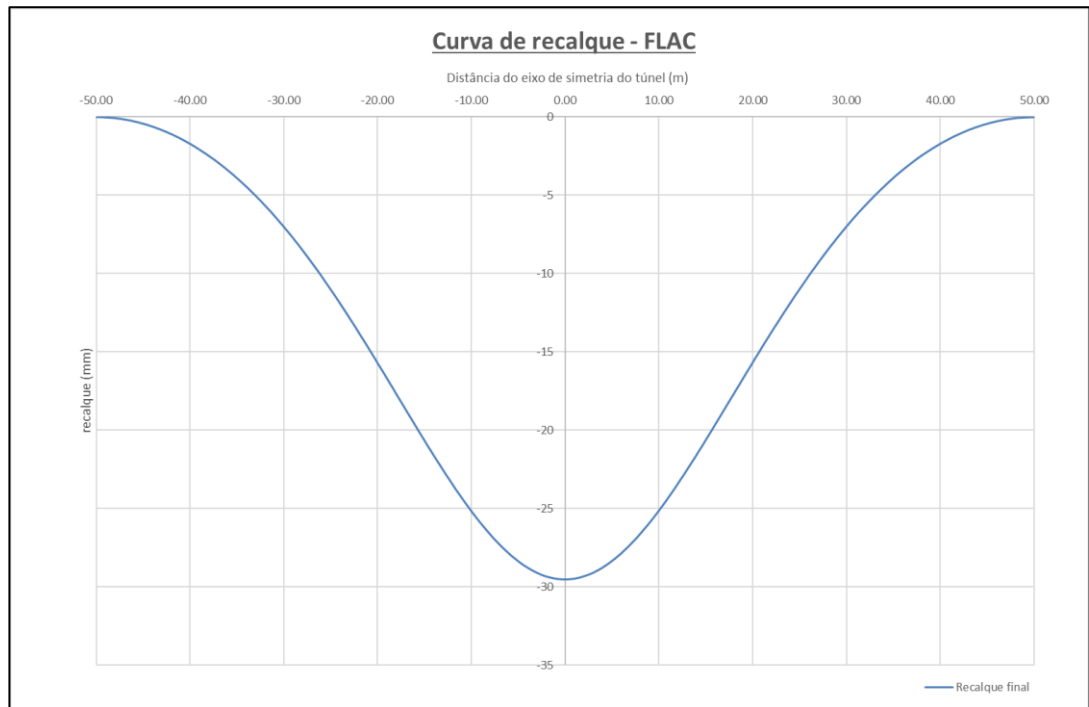
Comparando os resultados dos métodos, em ambas as análises o NATM apresentou valores mais expressivos que o TBM, devido vantagens já citadas anteriormente de sua execução.

7.9. Análise 1 NATM e TBM - Recalques

Conforme mais bem dissertado no capítulo 4, é inevitável que ocorram movimentações no solo durante uma escavação subterrânea. Este trabalho se trata dos assentamentos bidimensionais superficiais imediatos decorrentes da escavação.

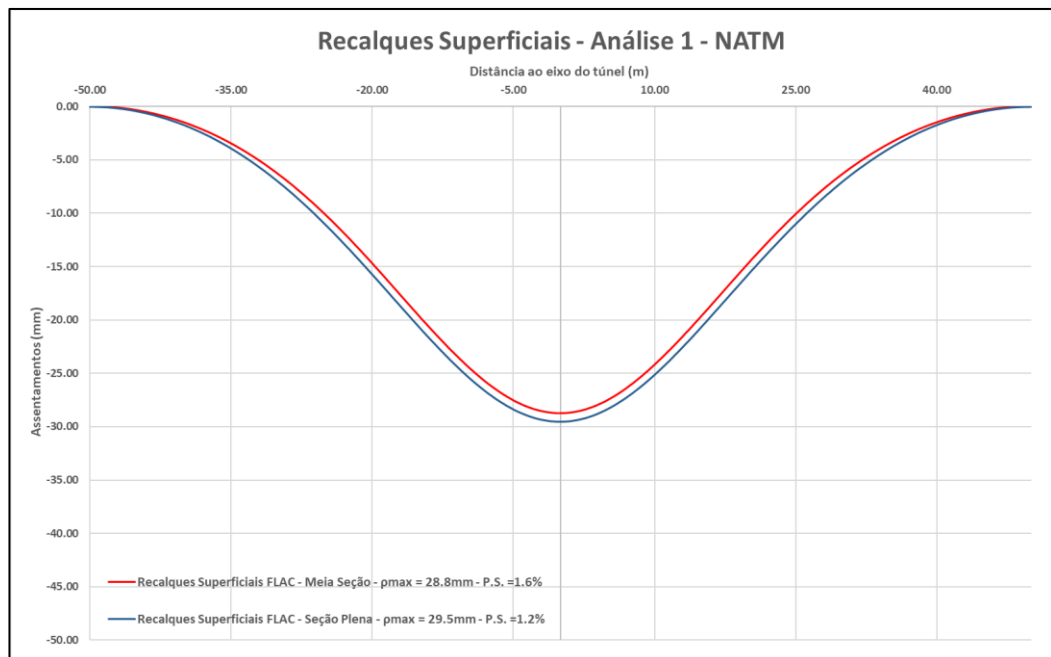
A seguir a Figura 62 e a Figura 63 apresentam os recalques estimados para a análise 1 em NATM e a Figura 64 e Figura 65 para a análise 1, em TBM.

Figura 62— R02 Análise 1 NATM – (perda de solo=1.21%)



Fonte: Elaboração própria

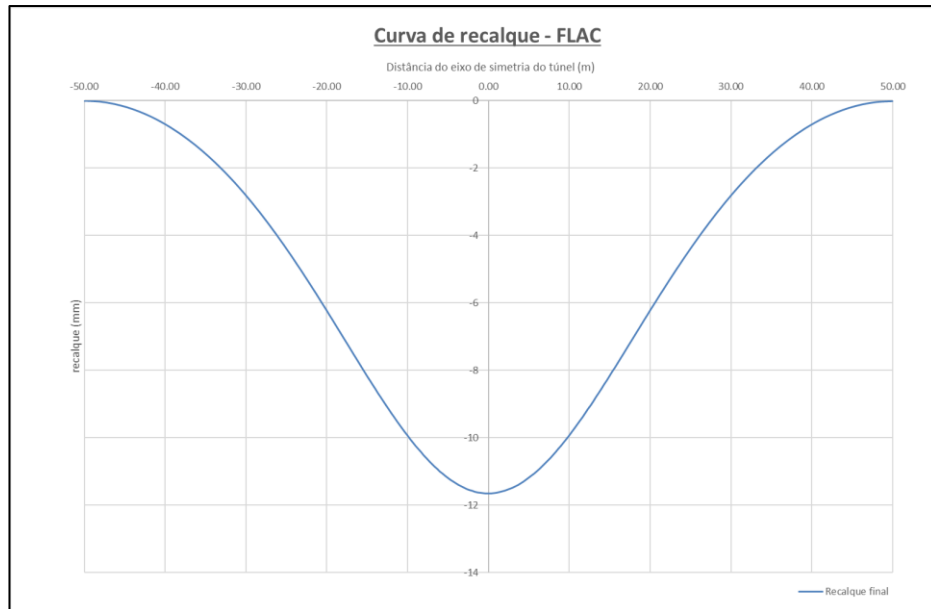
Figura 63 — Análise 1 NATM - Através da planilha de Peck



Fonte: Elaboração própria

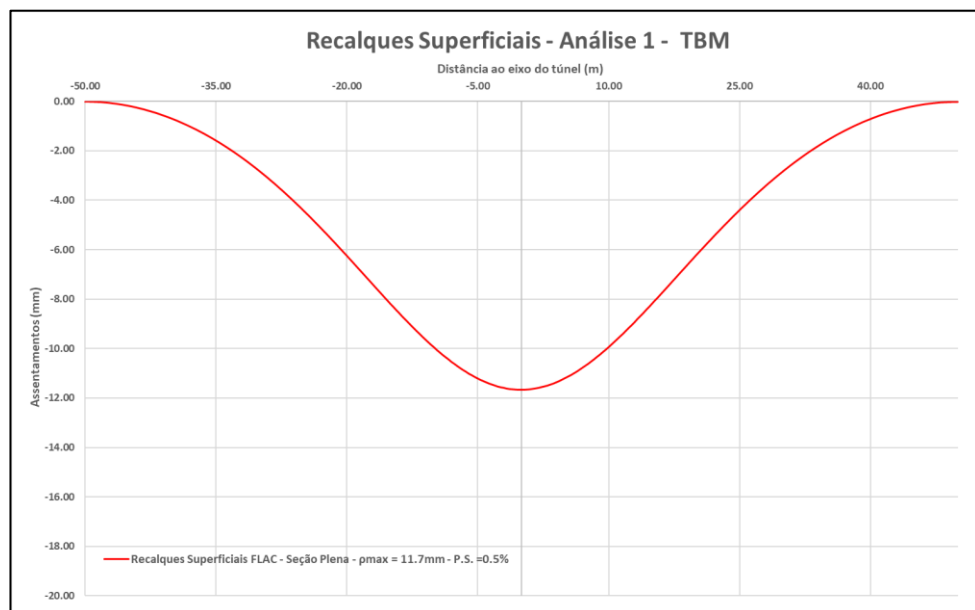
As figuras acima mostram uma previsão de recalques superficiais de aproximadamente 30mm e VL= 1,20% para a seção plena num solo de face majoritariamente arenosa.

Figura 64 — R03 Análise 1 TBM – Alívio de 30% (perda de solo=0.48%)



Fonte: Elaboração própria

Figura 65 — Análise 1 TBM Através da planilha de Peck



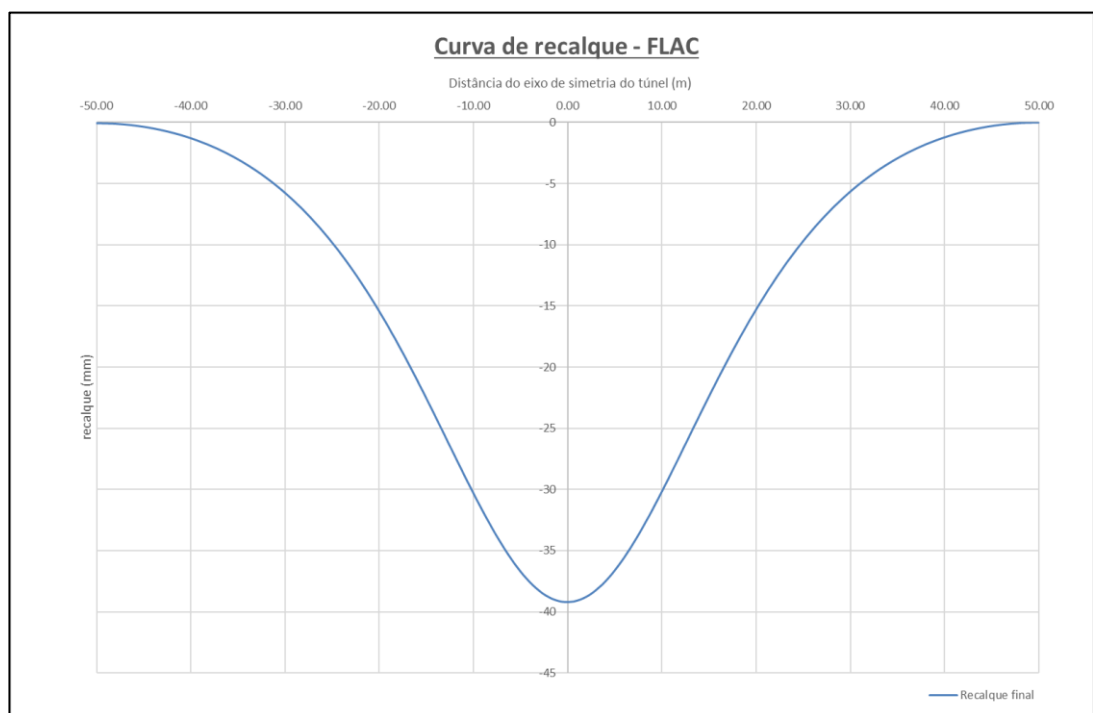
Fonte: Elaboração própria

Recalques superficiais de aproximadamente 12mm e $VL= 0,50\%$ para face majoritariamente arenosa.

7.10. Análise 2 NATM e TBM - Recalques

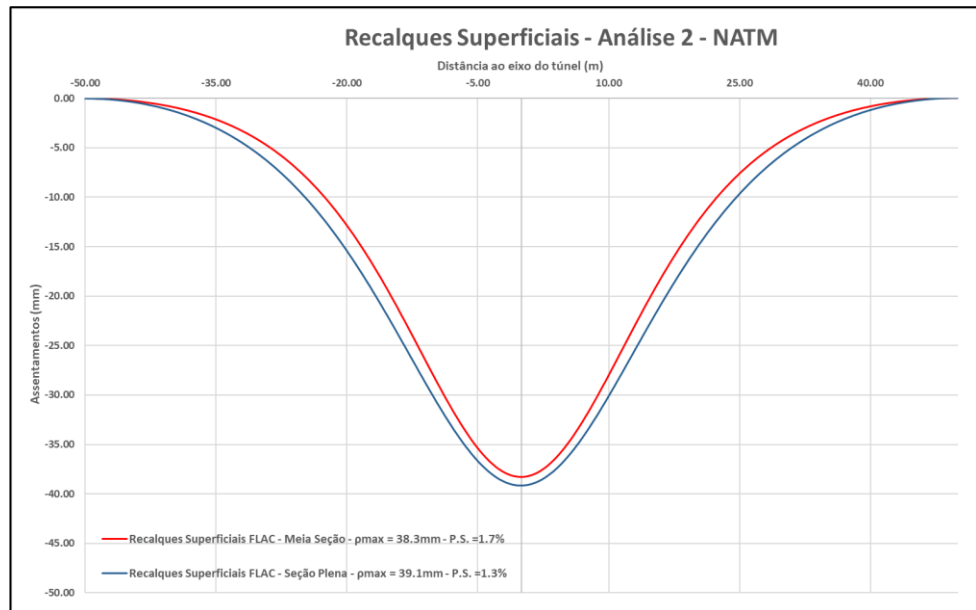
As ilustrações a seguir mostram os recalques esperados para as análises em solo majoritariamente argiloso. A Figura 64 e Figura 65 são referentes a análise 2 em NATM, e Figura 68 e Figura 69, para análise 2 em TBM.

Figura 66 — R02 Análise 2 NATM – (Perda de solo: 1.35%)



Fonte: Elaboração própria

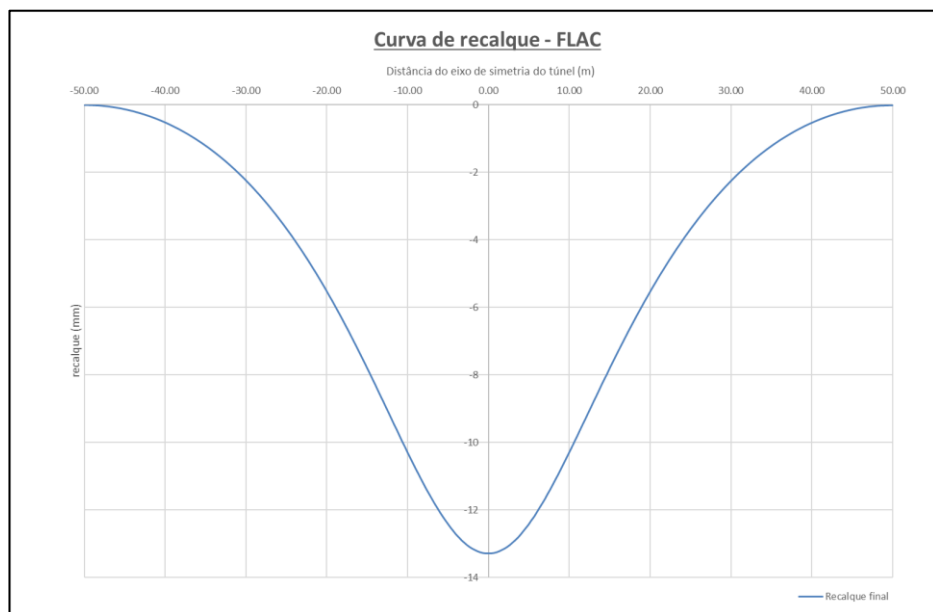
Figura 67— Análise 2 NATM - Através da planilha de Peck



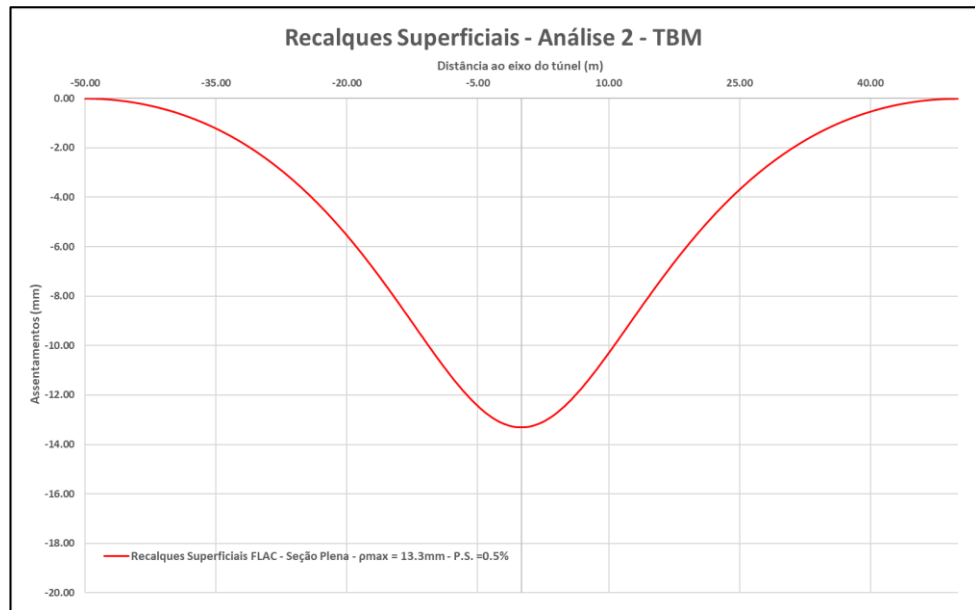
Fonte: Elaboração própria

Com previsão de recalques superficiais de aproximadamente 39mm e VL= 1,30% a 1,35% para um solo de face majoritariamente argilosa.

Figura 68 — R03 Análise 2 TBM – Alívio de 30% (Perda de solo: 0.47%)



Fonte: Elaboração própria

Figura 69 — Análise 2 TBM Através da planilha de Peck

Fonte: Elaboração própria

A figura acima retrata recalques superficiais de aproximadamente 13mm e $VL = 0,50\%$ para face majoritariamente argilosa.

Na Tabela 6 a seguir foram compilados os últimos resultados apresentados para melhor compreensão e comparação.

Tabela 6— Resumo dos recalques superficiais e perda de solo

RESULTADOS	ANÁLISE 1		ANÁLISE 2	
	NATM	TBM	NATM	TBM
RECALQUES (mm)	30	12	39	13
PERDA DE SOLO (%)	1,21	0,48	1,35	0,47

Fonte: Elaboração própria

Analisando os resultados apresentados para túnel em NATM a análise 2 gerou piores resultados, tanto quanto aos recalques quanto a perda de solo prevista, a divergência de cobertura entre as análises pode ser citada como uma das causas da suavização da bacia de recalque na análise 1 junto. Quanto aos resultados do TBM, estes se mantiveram próximos em ambas as análises.

Comparando os métodos de escavação, o NATM exprime resultados mais relevantes na perda de solo e recalques superficiais gerados, efeito da grande diferença de alvíos considerados em cada escavação que se justificam na execução de cada um dos métodos.

Quanto a iniciativa de traçar propositalmente as análises para que a face de escavação dos túneis coincidissem com áreas majoritariamente arenosas e argilosas, não se pode fazer ligações diretas com a maior parte dos resultados devido a grande quantidade de variáveis que influenciam nos resultados e a heterogeneidade do solo.

8. CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo realizar uma análise comparativa entre os métodos NATM e TBM através do software FLAC2D em dois diferentes tipos de solo, arenoso e argiloso. Para isto, inicialmente foram expostos os referenciais teóricos para melhor entendimento de cada método de escavação, e de quais os fatores a serem levados em conta em uma escavação subterrânea, com enfoque em túneis metroviários.

Durante a realização da comparação entre uma escavação realizada a partir dos métodos NATM e TBM, pode-se concluir as seguintes diferenças entre ambos: as tuneladoras (TBM) além de serem mais rápidas do que o método NATM em m² por hora de escavação, elas também são mais seguras e influem em menor proporção na escavação do maciço do que o NATM, porém, este método tem como vantagem sobre as tuneladoras a possibilidade de variação das dimensões das seções escavadas, além de apresentarem um menor custo de execução.

A partir das pesquisas referenciais, do relatório técnico (RT) e dos perfis geológicos que foram objeto deste estudo, pode-se observar que um fator que influencia de forma significativa tanto na escolha do método de escavação, quanto no comportamento das tensões, nas deformações e nos recalques gerados, são os tipos de maciço nos quais serão executadas as escavações.

Foi visto que a diferença de cobertura entre vários fatores pode ser citada como um dos maiores determinantes da variação de tensões movimentadas e recalques superficiais obtidos. A face de escavação majoritariamente arenosa definida para a análise 1 pode ser uma das causas dos maiores deslocamentos movimentados nesta mesma análise, porém a divergência dos resultados entre o NATM e o TBM sendo eles túneis de áreas e coberturas semelhantes, é procedente do alívio do solo adotado em cada um dos métodos.

Os alívios utilizados se justificam nos métodos analisados, enquanto o NATM possui paralizações e passos de avanço de escavação mais lentos que resultam em mais tempo de alívio da seção escavada antes da aplicação de seu revestimento de suporte o TBM é escavado em seção plena, proporciona suporte quase que imediato ao solo após a escavação e possui aplicação de *grout* na radial de toda a seção durante sua execução o que explica o porquê de o

método ser analisado com alívio constante em todo seu perímetro e de valor muito inferior ao utilizado no NATM.

A preferência na utilização das tuneladoras na escavação dos túneis de via do metrô é justificada na apresentação dos resultados que demonstram a uma grande diferença de perda de solo e recalques superficiais entre os métodos. Os menores distúrbio causado no terreno são de grande importância no meio urbano onde os túneis são executados muitas vezes abaixo de fundações de grandes edifícios podendo representar um perigo tanto a população quanto de danos estruturais aos imóveis.

8.1. Sugestão para trabalhos futuros

A seguir são apresentadas algumas sugestões de trabalhos futuros que se relacionam ao tema percorrido.

- Comparativo tridimensional das deformações em NATM e TBM, analisando os deslocamentos e trajetórias de tensões na aproximação e afastamento da frente de escavação;
- Estudo sobre o comportamento do solo na escavação de túneis em diferentes materiais homogêneos.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, G. **Túneis escavados em solo por máquina tuneladora: conceituação, comportamento do maciço e modelagem numérica**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2017.

ANDRÉ, João C.; MAZZILLI, Carlos Eduardo N.; CIFÚ, Miguel Luiz Bucalem, S.; et al. **Lições em Mecânica das Estruturas: análise elastoplástica**. Editora Blucher, 2022. E-book. ISBN 9786555064902. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9786555064902/>. Acesso em: 11 out. 2023.

BERNARDI, Cândida. **Estudo da utilização do ensaio de Dilatômetro de Marchetti em um solo residual compactado com avaliação da influência da sucção**. Universidade Federal de Santa Catarina Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.

BILFINGER, W.; PROJETOS, V.; ROCHA, H. C. Túneis em São Paulo Soil-Rock Interface View project. 2017.

CAMPANHÃ, C. A.; BOSCOV, P. **Manual técnico - Túneis em terrenos pouco consistentes**. [s.l: s.n.].

CAPUTO, Homero P.; CAPUTO, Armando N. **Mecânica dos Solos: Teoria e Aplicações**. Grupo GEN, 2022. E-book. ISBN 9788521638032. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521638032/>. Acesso em: 21 out. 2023.

CARREIRA, Willian. **Análise dos deslocamentos no maciço, em túnel executado pelo método NATM**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014. doi:10.11606/D.3.2014.tde-26082015-165940. Acesso em: 2023-06-12.

CASTRO, A. O. **Métodos para seleção de tuneladoras e análise numérica de diferentes alinhamentos de túneis sujeitos a altas pressões hidráulicas**. Distrito Federal: Universidade de Brasília, maio 2013.

CHAPMAN, D.; METJE, N.; STÄRK, A. **Introduction to tunnel construction**. CRC Press, 2010. ISBN 0203895150

CJC Engenharia e Projetos Ltda e Companhia do Metropolitana de São Paulo – Metrô. DE-2.33.00.00/6C3-001– Projeto Executivo do Perfil Geológico-Geotécnico. São Paulo – SP.2021

CJC Engenharia e Projetos Ltda e Companhia do Metropolitana de São Paulo – Metrô. RT-2.33.00.00/6C3-001 – Relatório Técnico Geológico-Geotécnico. São Paulo – SP.2021

DAS, Braja, M. e Khaled Sobhan. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Disponível em: Minha Biblioteca, (4th edição). Cengage Learning Brasil, 2019.

DELATIM, I. J. et al. **Manual de Sondagens**. São Paulo: [s.n.].

FAGUNDES, Diego. Cap 11.3: **Resistência Critério de ruptura de Mhor-Coulomb**. Obras de Terra, 27 de abril de 2021. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=yrLFWIc-XW0&t=1672s>

FRANÇA, P. T. **Estudo do comportamento de túneis análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

GABARRA, M. M. **Industrialização e padronização para expansão da rede de metrô de São Paulo**. Dissertação de Mestrado—São Paulo: Faculdade De Arquitetura E Urbanismo Da Universidade De São Paulo, mar. 2016.

GALVÃO, B. B. et al. **Importância da sondagem SPT na construção civil: tipos de sondagens, seus métodos e utilidades**. Pesquisa e Ação, v. 5, p. 171–178, 2019.

GIANNOTTI, W. **Instrumentação de túneis urbanos**. São Paulo: Universidade Anhembi Morumbi, 2003.

GOIA, A. Z. et al. **Construção de túneis metroviários em TBM**. dez. 2021.

HERRENKNECHT. Herrenknecht AG 2023. **Modern Tunnel Systems Pave the Way for the Future**. Disponível em: < <https://www.herrenknecht.com/en/products/tunnelling/>>. Acesso em: 09, jun. 2023.

KARASIAK MENEGUZ, B. **Estudo da aplicação da técnica jet-grouting em obras de escavação de túneis pelo método NATM**. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação— Florianópolis: Universidade Federal De Santa Catarina, 2021

LIMA, V. **Aplicação do método NATM na execução de túnel em rocha**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, mar. 2016.

LOGANATHAN, N.; PARSONS, W. B. **An innovative method for assessing tunnelling-induced risks to adjacent structures**. [s.l: s.n.].

LUKIANCHUKI, J. A. **SPT test: An approach to predicting undrained shear strength based on energy concepts**. (L. Acosta-Martinez, Kelly, Eds.) Sydney: International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2016. Disponível em: <<https://www.issmge.org/publications/online-library>>. Acesso em: 28/05/2023.

MEIER, Ricardo. **Movimento nas linhas de trens e metrô em São Paulo cresceu 37% em 2022**. Metro-cptm, 2023. Disponível em: < <https://www.metrocptm.com.br/movimento-nas-linhas-de-trens-e-metro-em-sao-paulo-cresceu-37-em-2022/> >. Acesso em: 28/05/2023.

MONTEIRO, C.; ROCHA, N.; CARVALHO, W. **Análise simplificada da escavação de um túnel pelo método de elementos finitos**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2019.

MOONEY, M. A.; YU, H.; BEZUIJEN, A. **A simplified chamber pressure model for EPB TBM tunneling in granular soil**. (A. Negro, C. Jr, Eds.) Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. **Anais...**São Paulo: Ninth International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Grounds, abr. 2017.

MOREIRA, C. **Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro**. [s.l: s.n.].

Negro, A., Cecílio, M. O., & Bilfinger, W. (2018). **Slurry infiltration ahead of slurry TBM's in saturated sand: laboratory tests and consequences for practice**. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*.

PECK, R. **Deep excavations and tunneling in soft ground**. 1969.

PEREIRA, Caio. Tipos de Sondagem de Solo. **Escola Engenharia**, 2015. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/tipos-de-sondagem/>. Acesso em: 10 de junho de 2023.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POPP, José H. **Geologia Geral, 7ª edição**. Grupo GEN, 2017. E-book. ISBN 9788521634317. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521634317/>. Acesso em: 01 out. 2023.

Propriedades do Solo. **Embrapa**, Brasília. Solos. Disponível em: <https://www.embrapa.br/solos/sibcs/propriedades-do-solo>. Acesso em: 05 out. 2023

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e geotecnia básica para engenharia civil**. Editora Blucher, 2016. E-book. ISBN 9788521209584. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521209584/>. Acesso em: 11 out. 2023.

Rankin, W. 1988. **Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects**. Eng. Geol. of Underground Movements.

ROCHA, A. B. **Sistemas de suporte de concreto pré-moldado em túneis escavados por Tunnel Boring Machines (TBM)**. Trabalho de Conclusão de Curso em Geotecnia— Brasília: Universidade de Brasília - Faculdade de Tecnologia, 12 jul. 2019.

ROCHA, H. C. **Panorama do Mercado Brasileiro de Túneis: Passado, Presente e Futuro**. [s.l: s.n.].

RODRIGO DE AQUINO, F. **Comparação entre os sistemas Slurry e EPB Shield na construção de túneis em solos moles**. *Revista Tecnologias em Projeção*. v. [s.l: s.n.].

SANTOS, Givanildo Alves dos. **Tecnologias mecânicas**. Editora Saraiva, 2020. E-book. ISBN 9788536533636. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788536533636/>. Acesso em: 11 out. 2023.

SERMAN, C. **Sobre os recalques superficiais causados pela escavação de um túnel em solo residual**. [s.l: s.n.].

SKEMPTON, A.W. AND MACDONALD, D.H. **The allowable settlement of buildings**. Proc. Inst. of Civ. Engrs., Part III, 5, 727-784, 1956.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA. **Manual de serviços geotécnicos SOLOTRAT**. 6. ed. [s.l: s.n.]. v. 6^a ed.

Theoretical Background. **Itasca Software**, 13 set. 2023. *Itasca Software Guide*. Solos. Disponível em: <https://docs.itascacg.com/itasca900/flac3d/docproject/source/theory/theory.html?node2317>. Acesso em: 05 out. 2023

Túneis – Construção Pesada, Jr. Douglas Couri, Universidade Uninove. Disponível em: < <https://engdouglas.files.wordpress.com/2016/08/aula-9-tc3baneis.pdf> >. Acesso em: 09, jun. 2023.

WHITE, B., Nagy, M. & Allin, R. **Comparing cross-hole sonic logging and low-strain integrity testing results**. International Conference on the Applications of Stress Wave Theory to Piles, 2008.

WICANDER, Reed; MONROE, James S. **Geologia - Tradução da 2^a edição norte-americana**. Cengage Learning Brasil, 2017. E-book. ISBN 9788522126194. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788522126194/>. Acesso em: 11 out. 2023.