

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

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA
ESCAVAÇÃO DO TRECHO ASA NORTE DO METRÔ DO DF
COM TUNELADORA TIPO EPB**

ALICE PACHECO COSTA REIS

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM - 346/2020

BRASÍLIA / DF: NOVEMBRO/2020

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

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA
ESCAVAÇÃO DO TRECHO ASA NORTE DO METRÔ DO DF
COM TUNELADORA TIPO EPB**

ALICE PACHECO COSTA REIS

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

APROVADA POR:

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**LEANDRO LIMA RASMUSSEN, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**VICTOR HUGO FRANCO RATTIA, DSc (Geodata do Brasil)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 19 de NOVEMBRO de 2020.

FICHA CATALOGRÁFICA

REIS, ALICE PACHECO COSTA

Simulação Numérica Tridimensional da Escavação do Trecho Asa Norte do Metrô do DF com Tuneladora Tipo EPB [Distrito Federal] 2020.

xvi, 108 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2020)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Obras subterrâneas

2. Metrô

3. Tuneladora tipo EPB

4. Simulação Numérica 3D

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

REIS, A.P.C. (2020). Simulação Numérica Tridimensional da Escavação do Trecho Asa Norte do Metrô do DF com Tuneladora Tipo EPB. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 346/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 108 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Alice Pacheco Costa Reis

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Simulação Numérica Tridimensional da Escavação do Trecho Asa Norte do Metrô do DF com Tuneladora Tipo EPB

GRAU / ANO: Mestre / 2020

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

Alice Pacheco Costa Reis

SQNW 309 Bloco H Apartamento 607 – Noroeste

70687-140 – Brasília/DF – Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, à minha irmã Laura e ao meu noivo Lucas, por serem meu porto seguro perante as dificuldades durante este percurso.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus, por todas as graças que me foram concedidas até esse momento da minha vida, e por me dar força e coragem para enfrentar as dificuldades do dia-a-dia.

Ao professor André Assis, por despertar em mim o interesse pela Geotecnia. Se não fosse pela sua aula, eu nunca teria me interessado por essa área. Muito obrigada por todas as orientações, ensinamentos e por todo o apoio.

À minha irmã Laura, por sempre ter acreditado em mim e por me inspirar a ser uma pessoa melhor. Você é sensacional, baby, e eu não sei o que seria da minha vida sem você. A minha casa vai ter o seu puxadinho, mas você não vai precisar dele porque vai ser a mais rica de todos nós.

Aos meus pais, por sempre me apoiarem e me fornecerem todas as oportunidades que eu tive até hoje. Muito obrigada por tudo, eu não seria nada sem vocês.

Ao meu noivo Lucas, que acompanhou essa minha jornada desde o início. Obrigada por me escutar, por sempre saber o que dizer nos momentos difíceis e por estar ao meu lado sempre. Te amo!

À minha família, colegas, amigos e todos que contribuíram de alguma forma para que este trabalho pudesse ser concluído com sucesso.

RESUMO

SIMULAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA ESCAVAÇÃO DO TRECHO ASA NORTE DO METRÔ DO DF COM TUNELADORA TIPO EPB

O aumento significativo da população e a saturação dos espaços nas superfícies observados nos grandes centros urbanos têm levado a uma utilização cada vez mais acentuada dos espaços subterrâneos. Devido à grande concentração de construções no espaço urbano, o impacto que as obras subterrâneas causam na superfície deve ser mínimo. O objetivo deste trabalho é propor e analisar um método construtivo mais eficiente para a expansão do trecho Asa Norte do metrô do Distrito Federal. Propõe-se a escavação por tuneladora, pois, no geral, em túneis com comprimento superior a 4 km, as vantagens de uma escavação por meio de tuneladora costumam superar as suas desvantagens. O modelo de tuneladora proposto é o EPB. Como sua principal característica é a estabilização da face por uma mistura formada pelo próprio solo escavado, seu uso é recomendado em solos com baixa permeabilidade, como argilas e siltes, o que se encaixa com o perfil do solo de Brasília. A primeira parte desse estudo foi focada em descrever as principais características de grandes obras subterrâneas em grandes cidades: as peculiaridades do meio urbano, as condições do maciço neste ambiente e os possíveis cenários de risco. Depois discutiu-se sobre tuneladoras, apresentando um breve histórico, elementos gerias e principais tipos existentes no mercado. Em seguida, fez-se uma apresentação do histórico e das projeções do metrô de Brasília e das características regionais de geologia de engenharia e geotécnicas da área. Com base nelas características apresentadas, sugere-se um traçado para o trecho Asa Norte. Por fim, foram escolhidas três seções para a realização da simulação numérica tridimensional, de maneira que diferentes combinações de camadas do solo fossem analisadas, e seus resultados foram comparados com a escavação pelo método convencional (escavação sequenciada) realizada no trecho da Asa Sul. Após analisar o desempenho de cada seção, a proposta de escavar a linha por meio de uma máquina tuneladora tipo EPB se confirmou. Mesmo a escavação pelo método convencional apresentando reflexos na superfície a distâncias menores que a escavação por tuneladora, os recalques finais gerados pela última foram até 80% menores.

ABSTRACT

THREE-DIMENSIONAL NUMERICAL SIMULATION OF THE EXCAVATION OF THE SUBWAY SYSTEM IN BRASILIA'S ASA NORTE SECTION USING A TBM EPB

The significant increase in population and the saturation of land area observed in large urban centers have led to an increasingly accentuated use of underground space. Due to the large concentration of buildings in the urban area, the impact of underground works on the nearby structures must be minimal. The objective of this work is to propose and analyze a more efficient construction method for the expansion of the Asa Norte section of the subway in the Distrito Federal. Tunneling excavation using a TBM is proposed, as, in general, in tunnels longer than 4 km, the advantages of using this machine usually outweigh its disadvantages. The proposed tunneling machine model is EPB. As its main feature is the stabilization of the face by a mixture formed by the excavated soil itself, its use is recommended in soils with low permeability, such as clays and silts, which fits with the soil profile in Brasília. The first part of this study was focused on analyzing the main characteristics of large underground constructions in large cities: the peculiarities of the urban environment, the conditions of the soil in this environment and the possible risk scenarios. Afterwards, tunneling machines were discussed, presenting a brief history, general elements and main types existing on the market. Then, a presentation was made of the history and projections of the Brasília subway and the regional characteristics of engineering geology and geotechnics in the area. Based on these characteristics presented, a route for the Asa Norte section is suggested. Finally, three sections were chosen to perform the three-dimensional numerical simulation, so that different combinations of soil layers were analyzed, and their results were compared with the excavation by the conventional (sequential excavation) method carried out in the Asa Sul section. After analyzing the performance of each section, the proposal to excavate the line using an EPB tunneling machine was confirmed. Even with excavation using the conventional method showing reflections on the surface at shorter distances than using a tunneling machine, the final settlements generated by the latter were up to 80% less.

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 MOTIVAÇÃO..... | 1 |
| 1.1.1 OBJETIVO GERAL | 2 |
| 1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 2 |
| 1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO..... | 2 |
| 2. TÚNEIS URBANOS..... | 4 |
| 2.1 URBANIZAÇÃO | 4 |
| 2.2 OBRAS SUBTERRÂNEAS EM UM MEIO URBANO | 6 |
| 2.3 CONDIÇÃO DO MACIÇO | 9 |
| 2.4 GERENCIAMENTO DE RISCOS | 10 |
| 3. TUNELADORAS | 15 |
| 3.1 HISTÓRICO..... | 15 |
| 3.2 ELEMENTOS GERAIS DE UMA TUNELADORA..... | 18 |
| 3.3 TIPOS DE TUNELADORAS | 20 |
| 3.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS | 23 |
| 3.5 ESTABILIZAÇÃO DE FACE EM tuneladoras..... | 24 |
| 3.5.1 ESTABILIZAÇÃO DE FACE EM TUNELADORAS TIPO EPB | 26 |
| 3.6 DIMENSIONAMENTO DE UMA TUNELADORA TIPO EPB | 29 |
| 3.6.1 CÁLCULO DAS PRESSÕES ATUANTES..... | 29 |
| 3.6.2 CÁLCULO DO IMPULSO NOS MACACOS HIDRÁULICOS..... | 33 |
| 3.6.3 CÁLCULO DO TORQUE DA CABEÇA CORTANTE..... | 35 |
| 3.6.4 DIMENSIONAMENTO DOS ANÉIS DO SISTEMA DE SUPORTE..... | 38 |
| 4. ÁREA DE ESTUDO – METRÔ DO DF | 44 |
| 4.1 METRÔ NO DISTRITO FEDERAL | 44 |
| 4.2 CARACTERÍSTICAS REGIONAIS DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA DA ÁREA DE ESTUDO..... | 46 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.3 | CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO | 51 |
| 4.4 | TRAÇADO SUGERIDO..... | 55 |
| 4.5 | MÉTODO CONSTRUTIVO..... | 57 |
| 4.5.1 | PROCESSO CONSTRUTIVO DO TRECHO ASA SUL..... | 57 |
| 4.5.2 | PROPOSTA: PROCESSO CONSTRUTIVO DO TRECHO ASA NORTE..... | 58 |
| 5. | ANÁLISE NUMÉRICA DO TRAÇADO PROPOSTO..... | 63 |
| 5.1 | PLAXIS 3D VERSÃO V20 | 63 |
| 5.1.1 | SIMULAÇÃO DE ESCAVAÇÃO COM TUNELADORA NO PLAXIS 3D .. | 67 |
| 5.2 | DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA INICIAL DO CASO ESTUDO | 69 |
| 5.3 | ANÁLISE DOS RESULTADOS – SEÇÃO 1 | 78 |
| 5.4 | ANÁLISE DOS RESULTADOS – SEÇÕES 2 E 3..... | 86 |
| 5.5 | COMPARAÇÃO COM A ESCAVAÇÃO DO TRECHO ASA SUL | 98 |
| 6. | CONCLUSÕES..... | 102 |
| 6.1 | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... | 103 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 104 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 4.1 – Valores adotados. | 59 |
| Tabela 5.1 – Parâmetros utilizados pelo modelo HS. | 67 |
| Tabela 5.2 – Propriedades adotadas para o solo (Barbosa, 2017). | 70 |
| Tabela 5.3 – Propriedades das estruturas (PLAXIS, 2015). | 71 |
| Tabela 5.4 – Distorções – Seção 1. | 85 |
| Tabela 5.5 – Distorções – Seção 2. | 95 |
| Tabela 5.6 – Distorções – Seção 3. | 95 |
| Tabela 5.7 – Comparação de recalques – Trecho PP3 x Simulação Asa Norte. | 99 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – Taxa de Urbanização Brasileira (Gobbi, 2017). | 5 |
| Figura 2.2 – Efeitos de estruturas lindeiras: a) campo de deslocamentos sem a existência de estruturas lindeiras, b) campo de deslocamentos com a existência de estrutura lindeira, c) forças geradas na estrutura lindeira pela construção do túnel (Chissolucombe, 2009). | 8 |
| Figura 2.3 – a) e b) Construção do metrô de Brasília (Hueb, 1999 e Assis, 2002). | 8 |
| Figura 2.4 – Condições do maciço usualmente encontradas em situações de túneis urbanos (Modificado – Kovári e Ramoni, 2006). | 9 |
| Figura 2.5 – Interesse prático em casos de presença de lençol freático: a) Magnitude da permeabilidade b) Heterogeneidade do solo (Modificado – Kovári e Ramoni, 2006). | 10 |
| Figura 2.6 – Principais cenários de risco para túneis urbanos: a) colapso de face que se estende até a superfície, b) danos causados por adensamento (Kovári e Ramoni, 2006). | 11 |
| Figura 2.7 – Análise e redução de risco de colapso de um túnel urbano (Modificada – Kovári e Ramoni, 2006). | 12 |
| Figura 2.8 – Diagrama para gerenciamento de riscos em túneis urbanos (Modificada - Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007). | 14 |
| Figura 3.1 – Método de escavação desenvolvido por Brunel (Stack, 1982). | 16 |
| Figura 3.2 – Tuneladora desenvolvida por J. Price (Stack, 1982). | 17 |
| Figura 3.3 – Tuneladora desenvolvida por Greathead (Stack, 1982). | 17 |
| Figura 3.4 – Primeira tuneladora EPB (Modificada – Stack, 1982). | 18 |
| Figura 3.5 - Elementos construtivos de uma tuneladora (Modificada – Maidl <i>et al.</i> , 2012). .. | 19 |
| Figura 3.6 – Tipos de tuneladoras (ITA, 2000b). | 20 |
| Figura 3.7 – Tuneladora EPB x SPB para o solo em estudo (Modificada – Marques, 2006 e Lovat, 2007). | 22 |
| Figura 3.8 – Comparação entre a escavação por tuneladora e convencional (Assis, 2002). | 23 |
| Figura 3.9 – Principais fatores que geram deslocamentos (Modificada – Maidl <i>et al.</i> , 2012). 24 | |
| Figura 3.10 – Modelo de corpo de falha de acordo com Horn (Horn, 1961). | 25 |
| Figura 3.11 – Suporte de face: tuneladora EPB (Modificada – Kovári e Ramoni, 2006). | 26 |
| Figura 3.12 – Influência do nível piezométrico na tensão efetiva (Modificada – Kovári e Ramoni, 2006). | 27 |
| Figura 3.13 – Exemplo de um painel de controle (esquerda) e de uma tela de orientação (direita) de uma tuneladora EPB (Guglielmetti <i>et al.</i> , 2007). | 27 |
| Figura 3.14 – Diagrama de controle de pressão na face (Modificado – Maidl <i>et al.</i> 2012). | 28 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.15 – Seção do túnel e o maciço ao seu redor (Modificado – ITA, 2000a). | 29 |
| Figura 3.16 – Redução da pressão de solo segundo Terzaghi (Modificada – ITA, 2000a). | 30 |
| Figura 3.17 – Representação das pressões de solo (Modificada – ITA, 2000a). | 31 |
| Figura 3.18 – Pressão hidrostática (Modificada – ITA, 2000a). | 32 |
| Figura 3.19 – Combinação de pressões no túnel (Modificada – ITA, 2000a). | 32 |
| Figura 3.20 – Resumo das pressões atuantes (Modificada – ITA, 2000a). | 33 |
| Figura 3.21 – Cálculo da força de resistência devido à pressão de suporte na face (Maidl <i>et al.</i> , 2012). | 34 |
| Figura 3.22 – Relação entre torque e diâmetro (Modificado – Shi <i>et al.</i> , 2011). | 36 |
| Figura 3.23 – Componentes do torque (Modificado – Godinez <i>et al.</i> , 2015). | 36 |
| Figura 3.24 – Distribuição dos componentes do torque total (Zhou e Zhai, 2018). | 37 |
| Figura 3.25 – Seções críticas (Modificada – ITA, 2000a). | 40 |
| Figura 3.26 – Modelos estruturais para o cálculo de túneis (Modificada – ITA, 2000a). | 41 |
| Figura 3.27 – Relação entre capacidade axial de flexão de projeto (Modificada – ITA, 2000a). | 42 |
| Figura 4.1 - Linha do metrô de Brasília atual e propostas de expansão (Metrô DF, 2020). | 45 |
| Figura 4.2 – Metrô – Expansão Asa Norte (Alves, 2009). | 45 |
| Figura 4.3 – Mapa geológico do Distrito Federal (Martins, 2000). | 46 |
| Figura 4.4 – Esquema do perfil completo de solo (Martins, 2000). | 47 |
| Figura 4.5 – Esquema do perfil truncado de solo (Martins, 2000). | 49 |
| Figura 4.6 – Modelo proposto para a geologia da Asa Sul (Blanco, 1995). | 50 |
| Figura 4.7 – Carta hipsométrica, com localização de seção de interesse 1: Eixo Rodoviário Norte – 116/113 (Alves, 2009). | 52 |
| Figura 4.8 – Carta hipsométrica, com localização de seção de interesse 2: Eixo Rodoviário Norte – 112/106 (Alves, 2009). | 52 |
| Figura 4.9 – Carta hipsométrica, com localização de seção de interesse 3: Eixo Rodoviário Norte – 105/102 (Alves, 2009). | 53 |
| Figura 4.10 – Expansão do metrô para a Asa Norte, mostrando (a) níveis de N_{spt} e (b) as camadas de solo e o nível d'água, com exagero vertical de 10 (Modificado – Alves, 2009). .. | 54 |
| Figura 4.11 – Traçado sugerido. | 56 |
| Figura 4.12 – Sequências construtivas utilizadas no túnel da Asa Sul (Negro, 1998). | 57 |
| Figura 4.13 – Representação gráfica das pressões atuantes no túnel. | 61 |
| Figura 5.1 – Elemento padrão para o PLAXIS 3D – Tetraedro de 10 nós (PLAXIS, 2015). .. | 65 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.2 – Localização das seções 1, 2 e 3 ao longo do traçado proposto..... | 69 |
| Figura 5.3 – Geometria das seções escolhidas. | 70 |
| Figura 5.4 – Condições de contorno (Modificado – PLAXIS, 2012) | 72 |
| Figura 5.5 – Malha de elementos finitos – Seção 1. | 72 |
| Figura 5.6 – Tensões <i>in situ</i> – tensão principal menor – Seção 1. | 73 |
| Figura 5.7 - Tensões <i>in situ</i> – tensão principal maior – Seção 1..... | 73 |
| Figura 5.8 – Poro-pressão inicial – Seção 1. | 74 |
| Figura 5.9 – Malha de elementos finitos – Seção 2. | 74 |
| Figura 5.10 – Tensões <i>in situ</i> – tensão principal menor – Seção 2. | 75 |
| Figura 5.11 - Tensões <i>in situ</i> – tensão principal maior – Seção 2..... | 75 |
| Figura 5.12 – Poro-pressão inicial – Seção 2. | 76 |
| Figura 5.13 – Malha de elementos finitos – Seção 3. | 76 |
| Figura 5.14 – Tensões <i>in situ</i> – tensão principal menor – Seção 3. | 77 |
| Figura 5.15 - Tensões <i>in situ</i> – tensão principal maior – Seção 3..... | 77 |
| Figura 5.16 – Poro-pressão inicial – Seção 3. | 78 |
| Figura 5.17 – Malha deformada (escala – 50x) – Seção 1. | 79 |
| Figura 5.18 – Tensões após a escavação – tensão principal menor – Seção 1..... | 79 |
| Figura 5.19 – Tensões após a escavação – tensão principal maior – Seção 1..... | 80 |
| Figura 5.20 – Tensões após a escavação – tensão cisalhante relativa – Seção 1. | 80 |
| Figura 5.21 – Poro-pressão – Seção 1. | 81 |
| Figura 5.22 – Tensões no sistema de suporte – tensões principais maior (à esquerda) e menor (à direita), visão interna (a cima), visão externa (abaixo) – Seção 1. | 82 |
| Figura 5.23 – Convergência do túnel – Seção 1..... | 83 |
| Figura 5.24 – Bacia de recalques (escala – 100x) – Seção 1. | 83 |
| Figura 5.25 – Bacia de recalques – Seção 1..... | 84 |
| Figura 5.26 – Malha deformada (escala – 50x) – Seção 2. | 86 |
| Figura 5.27 – Tensões após a escavação – tensão principal menor – Seção 2..... | 87 |
| Figura 5.28 – Tensões após a escavação – tensão principal maior – Seção 2..... | 87 |
| Figura 5.29 – Tensões após a escavação – tensão cisalhante relativa – Seção 2. | 88 |
| Figura 5.30 – Poro-pressão – Seção 2. | 88 |
| Figura 5.31 – Malha deformada (escala – 50x) – Seção 3. | 89 |
| Figura 5.32 – Tensões após a escavação – tensão principal menor – Seção 3..... | 89 |
| Figura 5.33 – Tensões após a escavação – tensão principal maior – Seção 3..... | 90 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.34 – Tensões após a escavação – tensão cisalhante relativa – Seção 3. | 90 |
| Figura 5.35 – Poro-pressão – Seção 3. | 91 |
| Figura 5.36 – Tensões no sistema de suporte – tensões principais maior (à esquerda) e menor (à direita), visão interna (a cima), visão externa (abaixo) – Seção 2. | 91 |
| Figura 5.37 – Tensões no sistema de suporte – tensões principais maior (à esquerda) e menor (à direita), visão interna (a cima), visão externa (abaixo) – Seção 3. | 92 |
| Figura 5.38 – Convergência do túnel – Seção 2..... | 92 |
| Figura 5.39 – Bacia de recalques (escala – 100x) – Seção 2. | 93 |
| Figura 5.40 – Bacia de recalques – Seção 2..... | 93 |
| Figura 5.41 – Convergência do túnel – Seção 3..... | 94 |
| Figura 5.42 – Bacia de recalques (escala – 100x) – Seção 3. | 94 |
| Figura 5.43 – Bacia de recalques – Seção 3..... | 94 |
| Figura 5.44 – Bacia de recalques – Trecho PP3 x Simulação..... | 100 |
| Figura 5.45 – Recalque superficial x distância à face do túnel – PP3 (Teixeira, 1994)..... | 100 |
| Figura 5.46 – Recalque superficial x distância à face do túnel – Simulação. | 101 |

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

| | |
|----------------|---|
| A_0 | - área da face de escavação; |
| A | - área da seção transversal do sistema de suporte; |
| c | - coesão do solo; |
| c' | - coesão efetiva; |
| D_0 | - diâmetro escavado; |
| D | - diâmetro da tuneladora; |
| D_b | - diâmetro das barras misturadoras; |
| E_{50} | - módulo secante; |
| E_{oed} | - módulo para compressão confinada; |
| E_{ur} | - módulo de carregamento/descarregamento; |
| f_b | - atrito existente entre a mistura de solo e as barras misturadoras; |
| $f_{\Delta p}$ | - coeficiente relacionado à diferença entre pressões internas e externas; |
| G_s | - peso próprio do escudo; |
| H | - profundidade de sobrecarga (distância entre a superfície e o centro da tuneladora); |
| H_i | - espessura da camada i , localizada acima do nível d'água; |
| H_j | - espessura da camada j , localizada abaixo do nível d'água. |
| h | - profundidade do topo do escudo; |
| h_w | - nível d'água acima do topo do escudo |
| I | - momento de inércia de um metro do sistema de suporte; |
| k_0 | - coeficiente de empuxo em repouso do maciço; |
| k_q | - coeficiente de redução relacionado à área de cisalhamento; |
| L_b | - comprimento das barras misturadoras; |
| l | - comprimento do escudo; |
| M | - momento fletor; |
| m | - parâmetro que estima a dependência ao estado de tensão; |
| N | - força normal; |
| n_l | - quantidade de lâminas; |
| n | - velocidade de rotação da rosca sem fim |
| n_+ | - $n + 3$ rpm |
| n_- | - $n - 3$ rpm |
| n_b | - quantidade de barras misturadoras; |
| n_{min} | - limite mínimo da velocidade de rotação da rosca sem fim |
| n_{max} | - limite máximo da velocidade de rotação da rosca sem fim |
| P_0 | - sobrecarga; |
| P_g | - peso próprio; |
| P_{shb} | - pressão de solo horizontal na base do túnel; |
| P_{sht} | - pressão de solo horizontal no topo do túnel; |
| $P_{ST\ base}$ | - pressão de suporte na base do escudo; |
| $P_{ST\ topo}$ | - pressão de suporte no topo do escudo. |
| P_{svt} | - pressão de solo vertical no topo do túnel; |
| P_V | - força de impulso gerada pelos macacos hidráulicos; |
| P_{vb} | - pressão vertical na base do túnel; |
| P_w | - pressão da água; |
| p | - tensão de referência; |
| p_h | - pressão horizontal máxima; |
| p_{Sch} | - resistência de pico uniaxial do maciço; |
| p_v | - pressão de terra vertical máxima; |

| | |
|----------------|--|
| R | - raio do túnel escavado; |
| R_b | - distância entre as barras misturadoras e o centro da tuneladora; |
| r | - raio do escudo; |
| T_1 | - torque de fricção na superfície frontal da cabeça de corte; |
| T_2 | - torque de fricção na superfície circunferencial da cabeça de corte; |
| T_3 | - torque de fricção na superfície traseira da cabeça de corte; |
| T_4 | - torque nas ferramentas de corte presentes na cabeça cortante; |
| T_5 | - torque de cisalhamento nas aberturas da cabeça de corte; |
| T_6 | - torque nas barras misturadoras presentes dentro da câmara de pressão; |
| T_7 | - torque de rotação do rolamento principal; |
| T_8 | - torque da vedação da cabeça de corte; |
| T | - torque necessário a ser aplicado na cabeça cortante; |
| T_{EPB} | - torque total necessário a ser aplicado na cabeça cortante; |
| t_l | - espessura da lâmina; |
| v | - velocidade de avanço da tuneladora; |
| v_+ | - $v + 1$ cm/min; |
| v_- | - $v - 1$ cm/min; |
| v_{min} | - limite mínimo da velocidade de avanço da tuneladora; |
| v_{max} | - limite máximo da velocidade de avanço da tuneladora; |
| W | - qualquer resistência ao movimento da tuneladora; |
| W_c | - espessura da cabeça de corte; |
| W_{tun} | - peso total da tuneladora por metro; |
| W_M | - força de atrito aplicada no escudo; |
| W_{Sch} | - força de resistência aplicada nas lâminas da cabeça de corte; |
| W_{ST} | - força de resistência devido à pressão de terra e de água na face; |
| W_T | - força de impulso gerada pelos macacos hidráulicos; |
| y | - distância da linha neutra até o extremo do sistema de suporte; |
| α_1 | - coeficiente empírico, que varia de 1 a 2,5; |
| γ | - densidade do maciço; |
| γ_i | - peso específico da camada i , localizada acima do nível d'água, ou seja, peso específico não saturado; |
| γ_j | - peso específico da camada j , localizada abaixo do nível d'água, ou seja, peso específico saturado; |
| γ | - peso específico não saturado do maciço; |
| γ_{sat} | - peso específico saturado do maciço; |
| γ_w | - peso específico da água |
| μ | - coeficiente de atrito entre o escudo e o maciço; |
| ν | - coeficiente de Poisson; |
| ϕ | - ângulo de atrito do solo; |
| η | - relação de abertura da cabeça de corte; |
| τ | - módulo cisalhante do solo; |
| σ | - tensão no sistema de suporte; |
| ψ | - ângulo de dilatância. |

1. INTRODUÇÃO

O aumento significativo da população e a saturação dos espaços nas superfícies observados nos grandes centros urbanos têm levado a uma utilização cada vez mais acentuada dos espaços subterrâneos. A ideia é que o subsolo seja utilizado para obras de infraestrutura de mobilidade e para redes subterrâneas de serviço, como redes de telefonia, de internet, e redes de armazenamento. Essa é uma tendência mundial, chamada de Era Ambiental, que preconiza que o espaço da superfície deve ser liberado para outras atividades, consideradas mais nobres, como lazer e moradia, por exemplo, permitindo, assim, maior bem-estar para a população.

Devido à grande concentração de construções no espaço urbano, o impacto que as obras subterrâneas causam na superfície deve ser mínimo. Dentro dos grandes centros urbanos, o recalque superficial produzido por conta de uma escavação precisa ser controlado, de forma a não prejudicar as estruturas já existentes ao longo do alinhamento do túnel.

Vários avanços tecnológicos vêm sendo realizados nos últimos anos nesse sentido. Um dos métodos construtivos mais eficientes em relação a controle de recalques superficiais é o uso de tuneladoras. Escavações de túneis por tuneladoras conseguem atingir níveis tão baixos de perturbação ao terreno porque possuem mecanismos que removem o solo enquanto mantem o perfil de escavação em contato com um meio pressurizado, minimizando alterações no estado de tensões ao redor do túnel e os deslocamentos resultantes.

1.1 MOTIVAÇÃO

Em Brasília, Distrito Federal, há predominância de solo estável somente sob certas condições, ou seja, metaestável, com espessura de até 40 m (Farias e Assis, 1996). Assim, a infraestrutura da cidade interage com esse maciço, e qualquer interferência pode gerar grandes consequências na estabilidade do outro.

Um dos exemplos desse fato foi a construção do metrô de Brasília. Os 7,2 km do túnel do trecho da Asa Sul foram escavados pelo método convencional, e, além de a escavação ter demorado quase 5 anos, foram gerados recalques superficiais da ordem de dezenas de centímetros, um resultado de construção podendo ser considerado insatisfatório quanto à perda de solo, sob o ponto de vista de instituições como a FHWA (Hung *et al.*, 2009). Ressalta-se, entretanto, que a obra dos túneis do metrô foi bastante instrumentada, sem risco à população devido aos altos deslocamentos e hoje serve de aprendizado para futuras obras.

1.1.1 OBJETIVO GERAL

Por conta dos numerosos estudos posteriores à construção dos túneis do metrô de Brasília, com amplo acesso aos dados da instrumentação, juntamente à intenção de estender a linha do metrô ao longo da Asa Norte, o objetivo dessa dissertação é apresentar um método construtivo mais eficiente para a escavação deste novo trecho.

Para o trecho da Asa Norte, propõe-se a escavação por tuneladora tipo EBP. No geral, em túneis com comprimento superior a 4 km, as vantagens de uma escavação por meio de tuneladora costumam superar as suas desvantagens. Entre elas, destaca-se as altas taxas de avanço diário, a precisão do perfil de corte, a minimização do impacto em construções na superfície, o aumento da segurança do trabalho, o baixo impacto ambiental e sonoro, a manutenção no nível do lençol freático e o uso de um sistema de suporte mais eficiente, com fabricação industrial.

O modelo de tuneladora proposto é o EPB. Como sua principal característica é a estabilização da face por uma mistura formada pelo próprio solo escavado, seu uso é recomendado em solos com baixa permeabilidade, como argilas e siltes, o que se encaixa com o perfil do solo de Brasília.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para o estudo da escavação do novo trecho, esta dissertação tem como objetivos específicos:

- pré-dimensionar a tuneladora EPB a ser utilizada na escavação do novo trecho;
- simular numericamente em um modelo 3D a escavação por meio de tuneladora tipo EPB;
- comparar os resultados obtidos numericamente com os resultados da instrumentação da escavação do trecho Asa Sul do metrô do DF.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em seis capítulos.

O primeiro capítulo consiste na presente introdução com a motivação da pesquisa, os objetivos desta e o escopo da dissertação.

O segundo capítulo possui um enfoque em analisar as principais características de grandes obras subterrâneas em grandes cidades: as peculiaridades do meio urbano, as condições do maciço neste ambiente e os possíveis cenários de risco.

O terceiro capítulo descreve um breve histórico de como as tuneladoras evoluíram ao longo dos anos, além dos seus elementos gerais e principais tipos existentes atualmente no mercado. Também são debatidas as vantagens e desvantagens do uso dessa tecnologia em obras subterrâneas. Há uma discussão acerca da estabilização de face em escavações com tuneladoras do tipo EPB, e por fim uma breve apresentação de como dimensionar esse tipo de tuneladora.

O quarto capítulo apresenta o metrô de Brasília, com suas linhas existentes e previsões de expansões. São discutidas as características regionais de geologia de engenharia e geotécnicas da área de estudo e, com base nelas características apresentadas, sugere-se um traçado para o trecho Asa Norte. Por fim, apresenta-se o método construtivo utilizado na escavação do trecho Asa Sul e sugere-se um novo método para o trecho Asa Norte.

O quinto capítulo contém as simulações numéricas realizadas. Os resultados desse estudo são apresentados e discutidos, comparando-se os desempenhos obtidos com os medidos na escavação do trecho da Asa Sul.

O sexto e último capítulo resume as conclusões obtidas na presente dissertação e apresenta sugestões de trabalhos futuros.

2. TÚNEIS URBANOS

O enfoque deste capítulo é estudar as principais características de grandes obras subterrâneas em grandes cidades: as peculiaridades do meio urbano, as condições do maciço neste ambiente e os possíveis cenários de risco. Primeiramente é apresentado um breve histórico de como o fenômeno da urbanização aconteceu ao longo dos anos. Em seguida, são discutidos os principais desafios encontrados durante a construção de um túnel urbano. Por fim, é realizada uma análise sobre gerenciamento de riscos em obras subterrâneas urbanas.

2.1 URBANIZAÇÃO

A urbanização é um fenômeno recente. As primeiras cidades surgiram aproximadamente há seis mil anos, se constituindo ao longo dos vales de importantes rios, como o Tigres e o Nilo. Contudo, mesmo que essas cidades já desempenhassem naquela época um papel político, econômico e social, foi apenas no século XVIII que o processo de urbanização se iniciou.

A Primeira Revolução Inicial (1760 a 1850) deu início ao processo de migração de pessoas do espaço rural para o urbano. Os baixos salários agrícolas, associados à concentração fundiária e à mecanização do campo funcionaram como fatores de incentivo à busca por melhores condições nas cidades. Contudo, nessa época a urbanização ficou restrita à Inglaterra, berço dessa Revolução. Em 1850 o país já possuía mais de 50% da sua população morando em espaços urbanos (Gobbi, 2016).

A Segunda Revolução Industrial (1850 a 1945) representou um novo período de industrialização, dessa vez se expandindo para novos países. As tecnologias introduzidas nesse período possibilitaram a produção em massa, a automatização do trabalho e o surgimento de diversas indústrias, em especial as indústrias elétrica e química. Houve também um aumento considerável de empresas e o aprimoramento das indústrias siderúrgicas. Nesse período o processo de urbanização foi intenso nos países hoje considerados desenvolvidos.

A Terceira Revolução Industrial (1950 a dias atuais) é marcada pelo avanço significativo nas áreas de robótica, genética, informática, telecomunicações e eletrônica. Os estudos desenvolvidos nessas áreas acabaram modificando o sistema produtivo, visto que o objetivo era produzir mais em menos tempo, empregando tecnologias avançadas e qualificando a mão de obra que assumiu a liderança em todas as etapas de produção, comercialização e gestão das empresas envolvidas na fabricação e comércio dos bens produzidos.

Nos países desenvolvidos, o processo de industrialização passou por diferentes etapas, e foi evoluindo gradativamente. Conseqüentemente, o processo de urbanização acompanhou esse ritmo de desenvolvimento, fazendo com que milhares de pessoas fossem migrando para as cidades ao longo de todo esse processo. Logo, a urbanização nos países desenvolvidos ocorreu de maneira lenta e gradativa, assim como a industrialização, contribuindo para a criação de infraestruturas urbanas (Gobbi, 2016).

Já nos países subdesenvolvidos e em desenvolvimento, a urbanização também acompanhou o ritmo da industrialização, porém como esse processo ocorreu em um curto espaço de tempo (principalmente no final da Segunda Revolução Industrial), foi possível perceber que a urbanização ocorreu de maneira rápida e desordenada. Sendo assim, as cidades que ao receberem grandes fluxos migratórios, não se encontravam preparadas para o rápido crescimento urbano, o que causou a formação de espaços segregados. As favelas são uma característica marcante desses espaços, onde se observa a reduzida oferta de água encanada, rede de esgoto e pavimentação de vias (Gobbi, 2016).

No Brasil, por exemplo, o fenômeno da urbanização se intensificou a partir de 1940, como resultado da modernização econômica e do grande desenvolvimento industrial graças à entrada de capital estrangeiro no país. As empresas transnacionais preferiram se instalar nas cidades em que a concentração populacional fosse maior e de melhor infraestrutura, dando origem às grandes metrópoles. A industrialização gerou empregos para os profissionais qualificados, expandiu a classe média e o nível de consumo urbano. A cidade transformou-se num padrão de modernidade, gerando o chamado êxodo rural. Atualmente, mais de 80% da população brasileira é considerada urbana. A Figura 2.1 apresenta a evolução da taxa de urbanização brasileira nos últimos anos.

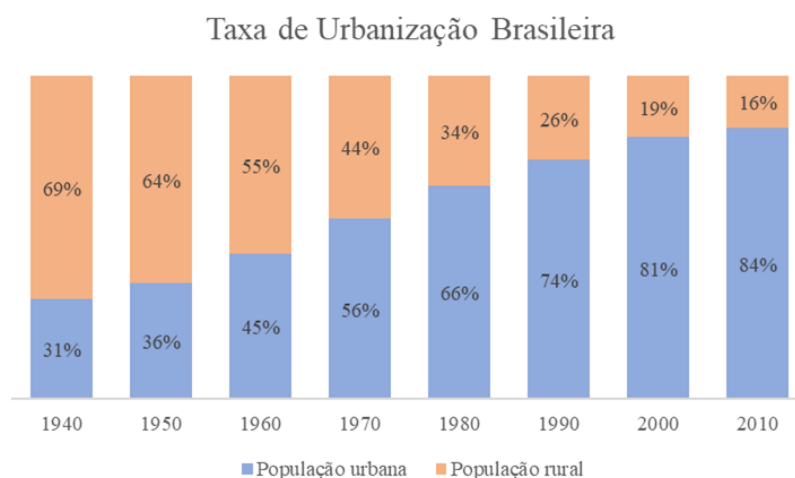


Figura 2.1 – Taxa de Urbanização Brasileira (Gobbi, 2017).

O intenso crescimento da população urbana impulsionado pelas revoluções industriais teve como consequência cidades completamente saturadas. A urbanização não consiste apenas no crescimento das cidades. Para que ela ocorra é necessário um conjunto de mudanças que irão se expressar tanto na paisagem como no comportamento e estilo de vida das pessoas. Como consequência, parques deram lugar a estacionamentos, moradias foram ficando cada vez menores, com suas janelas frente a frente com grandes viadutos. O foco era em produção, e o ritmo frenético urbano obrigava o cidadão a sair da sua cidade para encontrar um ambiente com paz e tranquilidade.

Esse cenário está mudando, e nas últimas décadas uma nova tendência mundial surgiu, chamada de Era Ambiental. A população percebeu que seus hábitos e comportamentos eram insustentáveis a longo prazo. Passaram a priorizar momentos de lazer e bem-estar, mesmo que isso significasse uma redução salarial. A saturação do espaço de superfície, repleto de estacionamentos, viadutos e arranha-céus não é compatível com esse novo estilo de vida. Os governantes estão sendo pressionados a criar mais ambientes de lazer e a reduzir a poluição (visual, sonora, do ar), para criar ambientes mais agradáveis para os seus cidadãos.

De acordo com essa nova tendência mundial, o espaço de superfície deve ser reservado para atividades nobres, como moradia e lazer. Atividades que não contribuem para o bem-estar direto da população devem ser transferidas para o subterrâneo. Aqui se enquadram transporte de massa e vias expressas, utilidades públicas (água, esgoto, cabeamento), controle de enchentes, armazenamento, infraestrutura. Reis e Assis (2017) apresentaram diversos casos de revitalização do espaço de superfície ao redor do mundo, que incluem a transferência de viadutos para o subsolo para a criação de museus, entre outros exemplos.

2.2 OBRAS SUBTERRÂNEAS EM UM MEIO URBANO

Ao projetar uma obra, os calculistas sempre buscam as melhores condições possíveis para determinar os parâmetros do projeto. No caso de obras subterrâneas, essa busca é intensificada, uma vez que o meio possui grande influência na construção. Durante a fase de planejamento, os projetistas procuram otimizar o alinhamento, de forma a encontrar maciços com as melhores propriedades, em regiões sem grandes interferências, tanto na superfície quanto no subterrâneo.

Em obras fora do ambiente urbano, os projetistas têm liberdade para poder encontrar o melhor alinhamento possível. Contudo, no caso de construções dentro da cidade, os parâmetros do projeto são menos flexíveis. Estes são condicionados pela demanda da obra, além de serem influenciados por restrições urbanas. Obras voltadas para transporte urbano, por exemplo, têm

um traçado fixo, definido de acordo com o fluxo de pessoas. Além disso, essas obras não podem ser muito profundas, uma vez que a logística para levar as pessoas até a plataforma pode ser inviável, dependendo da profundidade. Dessa forma, o projeto precisa ser adaptado para atender às condições que o meio impõe.

Frequentemente túneis urbanos precisam ser escavados em baixas profundidades, e, por conta disso, os projetistas precisam se adaptar às condições do maciço existente. Formações geológicas recentes, aterros, intemperismo acentuado e presença de água subterrânea são situações comuns em regiões mais rasas, e, conseqüentemente, é preciso realizar melhorias e reforços no meio. Os tipos de melhoria mais frequente são enfilagens cravadas e injetadas. As enfilagens cravadas são, na maioria das vezes, constituídas de peças metálicas curtas aplicadas na periferia da cavidade. São utilizadas em maciços que apresentam tempo de autossustentação compatível com o processo construtivo. Já as enfilagens injetadas, geralmente constituídas de calda de cimento, são aplicadas em maciços onde o solo é muito instável ou deformável. Nesta situação, as enfilagens têm a função de colaborar com a formação de um arco longitudinal à escavação viabilizando e tornando mais seguros os trabalhos na frente de escavação.

No caso de túneis em grandes centros urbanos, busca-se alocá-los ao longo de espaço público, de preferência embaixo de avenidas ou ruas largas. Contudo, é inevitável que em algum ponto do traçado passe sob prédios, construções e outros elementos de superfície. Além disso, ainda há a presença de estruturas subterrâneas, que muitas vezes não estão catalogadas. Antigos poços, fundações profundas, vias de transporte, redes de utilidades públicas e edificações estão presentes em massa, dificultando a execução desse tipo de obra. Em cidades mais antigas, o subterrâneo está tão saturado que o preço de construção de novas linhas de metrô fica elevadíssimo. Em Londres, por exemplo, a nova linha custou US\$ 864 milhões/km, valor três vezes mais alto que a média mundial (Reis, 2017).

Essas estruturas, tanto subterrâneas como de superfície, não só são afetadas pelo campo de deslocamentos induzido pela construção do túnel como também influenciam no próprio projeto da obra. A Figura 2.2 exemplifica essa situação. Nela são apresentados os campos de deslocamentos para duas situações diferentes: na primeira não há nenhuma estrutura lindeira e na segunda há um elemento estrutural, nesse caso, uma fundação de um edifício, presente no solo. É possível observar que a presença da fundação altera o campo de deslocamentos gerado pela construção do túnel. Além disso, percebe-se que esse elemento fica sujeito a novas forças, geradas após a escavação do terreno.

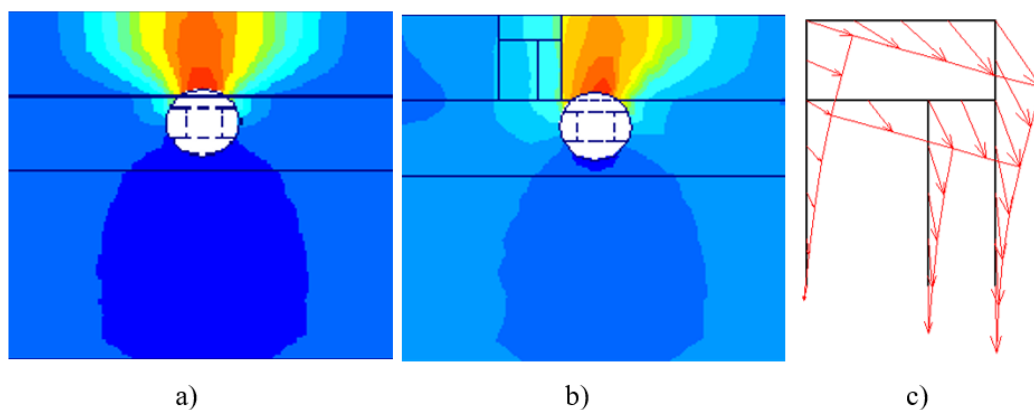


Figura 2.2 – Efeitos de estruturas lindeiras: a) campo de deslocamentos sem a existência de estruturas lindeiras, b) campo de deslocamentos com a existência de estrutura lindeira, c) forças geradas na estrutura lindeira pela construção do túnel (Chissolucombe, 2009).

O caso extremo ocorre quando a estrutura está localizada exatamente em algum ponto ao longo do alinhamento do túnel. No caso do metrô de Brasília, por exemplo, havia estacas profundas ao longo do alinhamento do túnel. Contudo, não era possível alterar o traçado, pois além da demanda exigir que o metrô passasse pela região, aquela é uma área com muitos edifícios. Para resolver a situação, as estacas tiveram que ser cortadas e descarregadas na própria estrutura do túnel, o que resultou em um sistema de suporte muito mais robusto. A Figura 2.3 mostra alguns momentos dessa etapa da construção.

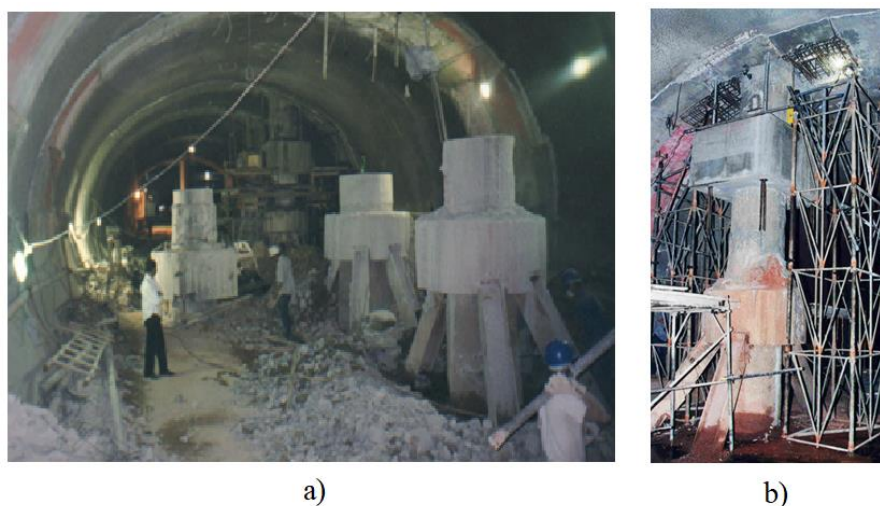


Figura 2.3 – a) e b) Construção do metrô de Brasília (Hueb, 1999 e Assis, 2002).

Outro desafio a ser superado quando se constrói um túnel urbano é a restrição de espaço de superfície para a realização de serviços auxiliares. As investigações geológico-geotécnicas, primeiro passo para qualquer dimensionamento de uma obra geotécnica, já ficam

comprometidas, uma vez que a superfície ao longo do traçado já está ocupada. Além disso, ainda é necessário encontrar locais disponíveis na superfície para a construção de poços de ataque, torres de ventilação e montagem do canteiro. Também é necessário realizar o planejamento de transporte e disposição de materiais, principalmente em relação ao bota-fora. Por fim, ainda é necessário encontrar pontos para realizar o monitoramento da superfície, de forma a controlar os efeitos causados pela escavação do túnel.

2.3 CONDIÇÃO DO MACIÇO

As condições do maciço em um túnel urbano também têm algumas importantes características que precisam ser levadas em consideração. Na maioria dos casos, perto da superfície, são encontradas formações geológicas recentes, com baixos valores de resistência. As condições do maciço em suas camadas mais rasas estão em frequente mudança, devido à presença de lentes, camadas, pedregulhos, e de juntas abertas de rochas e em formações cársticas calcárias. Outro aspecto que requer atenção especial é a presença do lençol freático acima do túnel ou cruzando o mesmo. A Figura 2.4 mostra um exemplo de condição do maciço usualmente encontrado em situações de túneis urbanos.

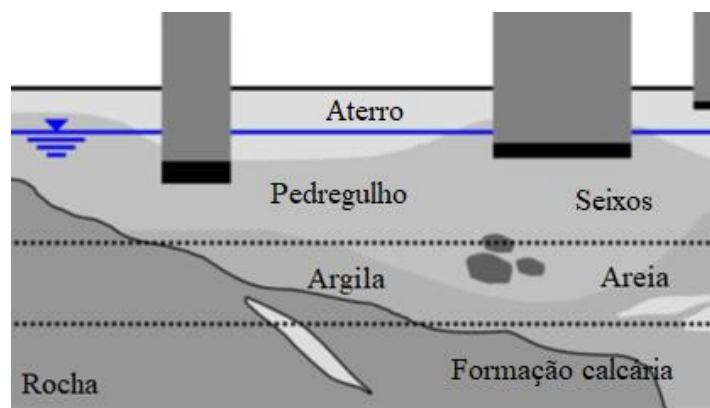


Figura 2.4 – Condições do maciço usualmente encontradas em situações de túneis urbanos (Modificado – Kovári e Ramoni, 2006).

No maciço, um fator decisivo para a escolha do método construtivo é a resistência ao cisalhamento do material em larga escala. No caso de argilas, o coeficiente decisivo é a coesão não drenada c_u , devido a sua baixa permeabilidade, e no caso das areias e do cascalho, é a coesão drenada c . Por causa do nível de tensão muito baixo no solo raso, mesmo pequenos valores de coesão são geralmente decisivos para investigar a estabilidade da face de escavação. Como a determinação de valores tão baixos de coesão baseada apenas em furos exploratórios e

testes de laboratório é extremamente difícil e impreciso, como regra, assume-se o caso extremo de coesão zero.

Nos casos onde há presença de lençol freático, a permeabilidade do solo também é de grande importância prática. É preciso saber se a permeabilidade do solo é baixa ou alta. Além disso, caso exista alguma heterogeneidade relevante no perfil do solo, como mostrado na Figura 2.5, os vários valores de permeabilidade devem ser investigados. O nível piezométrico em relação ao túnel é um fator importante para a estabilidade da face de escavação, para a determinação da pressão de ar necessária durante a manutenção na câmara de trabalho e para a redução bem-sucedida da permeabilidade do solo, caso seja necessário.

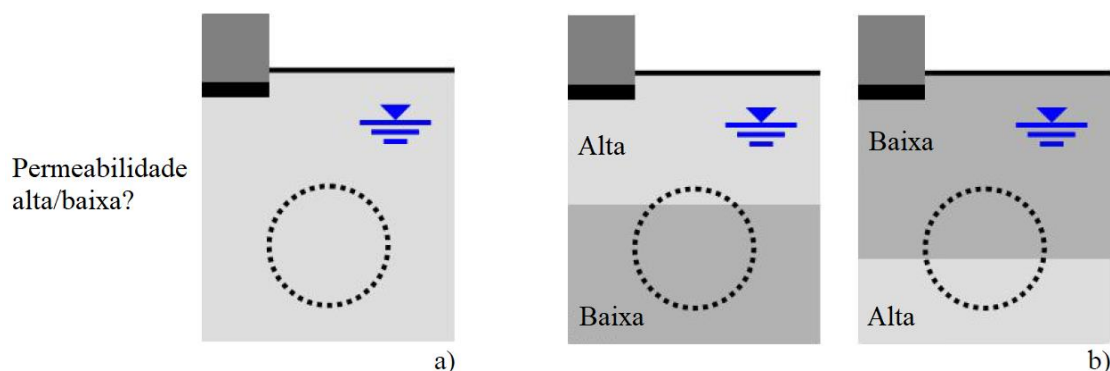


Figura 2.5 – Interesse prático em casos de presença de lençol freático: a) Magnitude da permeabilidade b) Heterogeneidade do solo (Modificado – Kovári e Ramoni, 2006).

2.4 GERENCIAMENTO DE RISCOS

A construção de um túnel urbano enfrenta diversos empecilhos, já apresentados anteriormente, e, por isso, exige um projeto e execução de alto nível. Os dois principais cenários de risco existentes durante a construção de um túnel urbano são o colapso de face que se estende até a superfície e os danos causados na superfície por conta do adensamento do maciço, ambos apresentados na Figura 2.6.

Em áreas urbanas, qualquer tipo de estrago causado em edifícios ou avenidas tem uma alta visibilidade e um alto impacto na vida das pessoas, podendo gerar trânsito intenso ou até mesmo a perda de vidas. A aversão a risco dos cidadãos é alta, o que pode resultar em uma forte oposição popular a futuros projetos subterrâneos. A perda de confiança pública é muito negativa para a indústria tuneleira mundial. Por isso, o gerenciamento de riscos em um túnel urbano deve ser incorporado em todas as fases do empreendimento.

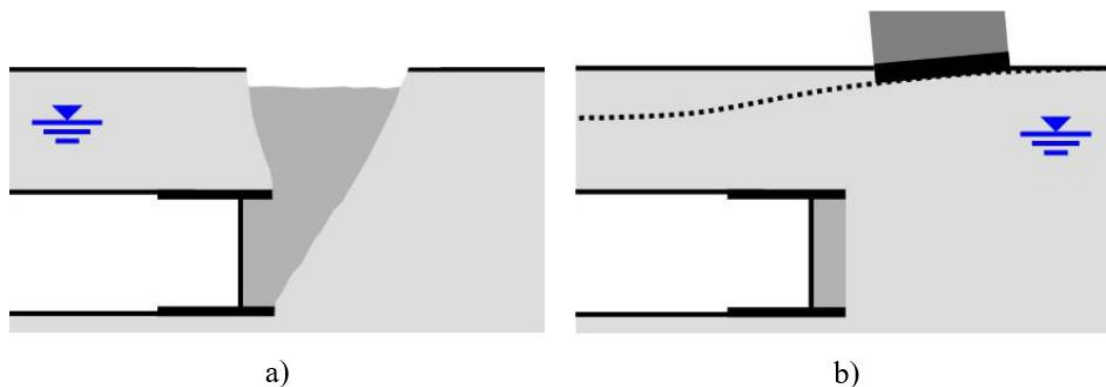


Figura 2.6 – Principais cenários de risco para túneis urbanos: a) colapso de face que se estende até a superfície, b) danos causados por adensamento (Kovári e Ramoni, 2006).

Em engenharia, o conceito de risco (R) é composto por dois componentes: a probabilidade de ocorrência da situação (p_f) e os danos ou consequências geradas caso a situação ocorra (C). Matematicamente, risco pode ser escrito como: $R = p_f \times C$. Ou seja, caso uma situação tenha alta probabilidade de acontecer, mas não cause nenhum dano significativo, ela não é considerada de risco. Da mesma forma, caso uma situação tenha um alto potencial de gerar danos, mas tenha probabilidade quase nula de acontecer, ela também não é considerada de risco. As potenciais situações de risco devem ser monitoradas ao longo de toda a obra, desde o planejamento até a execução, de forma a minimizar o risco total da obra.

Um exemplo de análise e redução de risco é apresentado na Figura 2.7, onde são discutidos dois casos possíveis de ocorrerem em um túnel urbano: um colapso restrito na face de escavação e um colapso que se estenda até a superfície. Presume-se que a probabilidade de ocorrência desses eventos seja a mesma. Mas, como visto no gráfico, as quantidades associadas de dano são diferentes. Para reduzir a probabilidade de ambos, é possível realizar um melhoramento do suporte de face, por meio de aditivos, por exemplo (1). Se a consequente redução do risco for insuficiente, também é possível realizar um melhoramento do maciço, por meio de enfilagem injetada, resultando em uma redução probabilidade de falha do colapso até a superfície (2). Se uma redução adicional de risco for necessária, a quantidade possível de dano pode ser reduzida fechando estradas ou evacuando edifícios (3). O ponto correspondente no gráfico indica o risco aceito (Kovári e Ramoni, 2006).

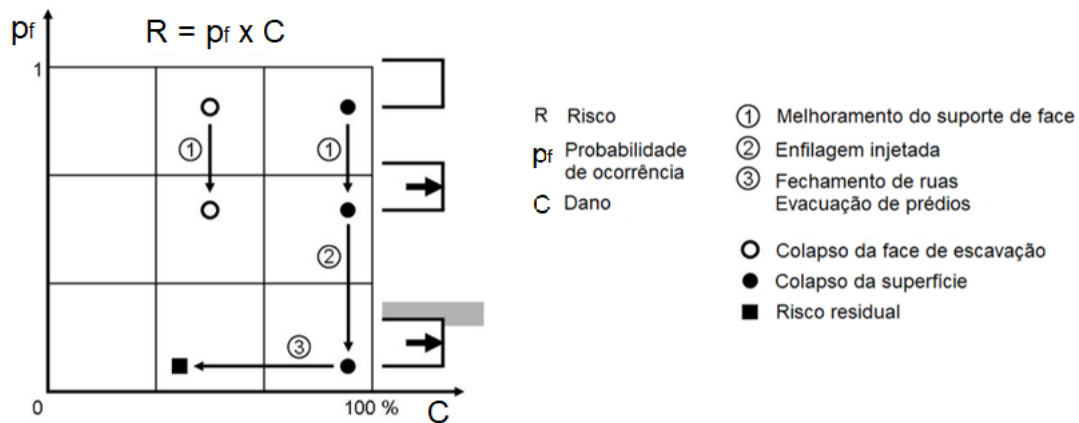


Figura 2.7 – Análise e redução de risco de colapso de um túnel urbano (Modificada – Kovári e Ramoni, 2006).

Na etapa de planejamento do projeto, inicialmente é necessário que as investigações geológico-geotécnicas sejam realizadas corretamente. É por meio do resultado das investigações que os projetistas vão ser capazes de entender melhor a geologia do local que será escavado e, assim, estimar propriedades e parâmetros do maciço. A precisão dessa estimativa depende de quantos ensaios foram realizados, de com qual frequência eles foram realizados ao longo do comprimento do túnel e da variabilidade natural do terreno. Algumas falhas geológicas são imprevisíveis, mas com uma gama de ensaios representativa os projetistas são capazes de fazer boas aproximações e, conseqüentemente, ter valores finais de projeto mais precisos.

Com todos os parâmetros e propriedades do maciço estabelecidos, e com o perfil geológico-geotécnico do terreno em mãos, os projetistas podem então seguir para a próxima etapa, que é a concepção do modelo estrutural do túnel. Nessa etapa são adotadas hipóteses simplificadoras, que precisam ser cuidadosamente escolhidas, pois a cada hipótese escolhida o modelo elaborado fica um pouco mais distante da realidade. Aqui são estudadas as possíveis situações geradas pela construção do túnel, e assim é elaborado um mapa de risco. Com base nisso são definidos os valores de referência que devem ser monitorados ao longo de toda a construção do túnel. Para cada índice que será monitorado são estabelecidos valores de referência, de alerta e de emergência. Também deve ser desenvolvido um manual caso os valores de alerta e de emergência sejam atingidos, de forma a minimizar os danos.

Quando o projeto está finalizado, ele deve passar por uma comparação de verificação. Os resultados obtidos a partir dos cálculos são confrontados com os critérios estabelecidos pelo contratante, e só depois que esses valores estiverem compatíveis é que o projeto é considerado adequado. Essas especificações de projeto estão relacionadas principalmente aos fatores mínimos de segurança e aos recalques máximos admissíveis. Mesmo que o fator de segurança

do túnel seja maior que um, o que significa que não haverá ruptura do mesmo, se esse valor estiver abaixo do estabelecido pelo contrato o projeto está inadequado. Também é recomendável que o projeto passe por uma revisão externa. Dessa maneira, pessoas que não participaram do processo de dimensionamento do túnel verificam as hipóteses simplificadoras, a razoabilidade dos parâmetros obtidos, as cargas que foram consideradas, entre outros, o que minimiza as chances de erros ou de esquecimento de algum fator importante. Se o projeto não foi aceito por alguma dessas verificações, os projetistas devem voltar para a etapa anterior e readaptá-lo. Agora, se ele for aceito, considera-se que o projeto está verificado e pode seguir para a próxima etapa, a construção.

As fases iniciais da construção servem como uma calibração do processo construtivo. Como dito anteriormente, é muito difícil prever com precisão a resposta do maciço à construção do túnel. Por conta disso, a instrumentação tem um relevante papel nessa etapa, já que é por meio dela que é possível fazer essa conexão entre a teoria do projeto e a prática que está sendo executada. Os valores medidos são comparados com os valores de cálculo, e adaptações vão sendo realizadas até que ambos coincidam. É preferível que essas mudanças ocorram no próprio ciclo de escavação, alterando-se o tempo de colocação do suporte, por exemplo. Contudo, em casos extremos, é preciso rever o projeto, substituindo-se o sistema de suporte ou acrescentando-se tirantes, por exemplo. É evidente que alterar o projeto uma vez que a construção já foi iniciada é um processo extremamente oneroso, portanto essa alternativa só é aplicada quando todas as modificações construtivas possíveis já tiverem sido feitas e os valores ainda não forem adequados.

A cada novo tipo de maciço encontrado no comprimento do túnel é necessário recalibrar o processo construtivo. Por isso, é importante que durante a obra sejam realizadas investigações de face, para que se possa ter dados mais confiáveis do que apenas o que consta no perfil geológico-geotécnico. Dessa forma, o construtor é capaz de saber exatamente quando a geologia local irá mudar e já adaptar seu ciclo construtivo, incluindo tempo de instalação do suporte, instalação de cambotas e, em alguns casos, até trazer novos equipamentos para o campo. Cada vez que o processo construtivo estiver devidamente ajustado para atender aos valores de projeto, a escavação é efetuada sem maiores interrupções.

Resumindo, todas as etapas envolvidas na construção de um túnel urbano, desde a escolha do método de escavação, o monitoramento, o controle da execução, são todos elementos de um amplo processo que deve ser gerenciado de forma unitária. Guglielmetti *et al.* (2007) detalharam esse gerenciamento pelo diagrama, apresentado na Figura 2.8.

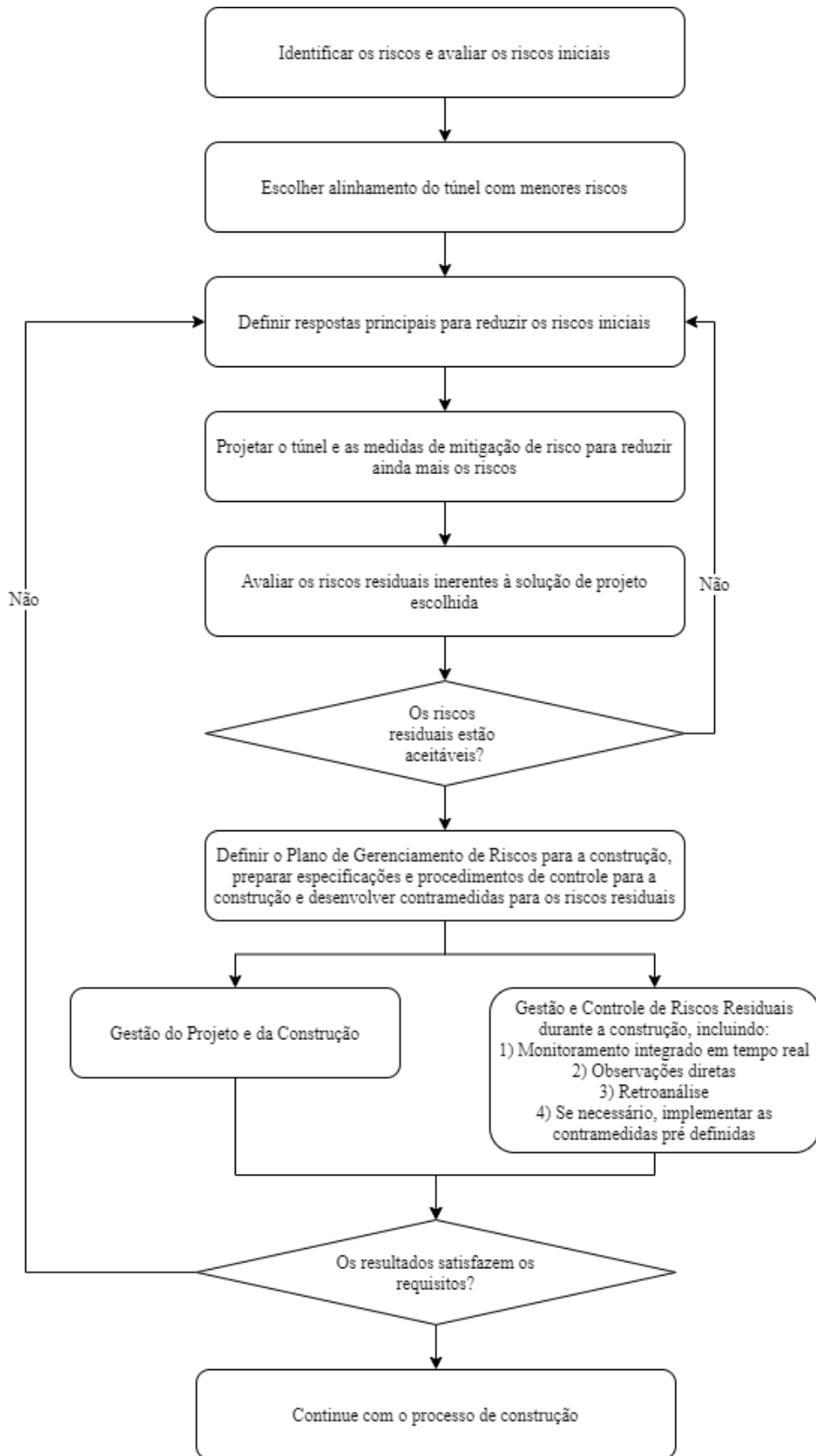


Figura 2.8 – Diagrama para gerenciamento de riscos em túneis urbanos (Modificada - Guglielmetti *et al.*, 2007).

3. TUNELADORAS

Neste capítulo é apresentado um breve histórico de como as tuneladoras foram evoluindo ao longo dos anos. Em seguida são apresentados os elementos gerais de uma tuneladora, e os principais tipos existentes atualmente no mercado. Também são debatidas as vantagens e desvantagens do uso dessa tecnologia em obras subterrâneas. Há uma discussão acerca da estabilização de face em escavações com tuneladoras do tipo EPB, e por fim uma breve apresentação de como dimensionar esse tipo de tuneladora.

3.1 HISTÓRICO

O espaço subterrâneo vem sendo utilizado desde os primórdios da humanidade. Há registros antigos que revelam que os egípcios já utilizavam grandes túneis para guardar os corpos de seus faraós. Também na antiguidade, os gregos construíam túneis de adução de água que estão em utilização até hoje e os cristãos romanos se escondiam em catacumbas para realizar seus encontros religiosos longe dos olhos do imperador.

Com o passar do tempo os propósitos para a utilização do subsolo e para a escavação de túneis foram mudando. No início, cavernas eram utilizadas como moradias e tumbas serviam de túmulos para os corpos de faraós. Na Idade Média, túneis foram construídos com finalidades militares. Na Idade Moderna, com o advento da revolução industrial e a popularização de trens e ferrovias, a utilização do espaço subterrâneo foi intensificada com a construção de vários túneis, o que possibilitou enormes avanços na tecnologia da construção dessas obras. Vários métodos construtivos de túneis surgiram com a experiência adquirida com essas escavações.

Em 1806, Brunel foi incumbido com a missão de viabilizar uma passagem através do Rio Neva, em São Petersburgo, que pudesse permanecer aberta durante o inverno, uma vez que os pilares das pontes eram danificados ano após ano devido ao gelo vindo do Lago Ladoga. Para isso, ele desenvolveu um método de escavação de túnel utilizando escudos para sustentação do solo. Sua ideia consiste na divisão da frente de escavação em câmaras, onde os trabalhadores poderem trabalhar de forma segura. Essas câmaras são fixadas no escudo, que é empurrado para frente, após a escavação da seção, por meio de cilindros hidráulicos (Maidl *et al.*, 2012). O *shield* de Brunel, como ficou conhecido, tinha como principal característica o suporte da face, aumentando a estabilidade do túnel e a segurança dos trabalhadores (Chapman *et al.*, 2018).

A ideia de Brunel, apresentada na Figura 3.1, consiste na divisão da frente de escavação em câmaras, onde os trabalhadores poderem trabalhar de forma segura e independente. Essas

câmaras são fixadas no escudo, que é empurrado como um todo para frente, após a escavação da seção, por meio de cilindros hidráulicos (Maidl *et al.*, 2012). O *shield* de Brunel, como ficou conhecido, tinha como principal característica o suporte da face, aumentando a estabilidade do túnel e, conseqüentemente, a segurança dos trabalhadores (Chapman *et al.*, 2018).

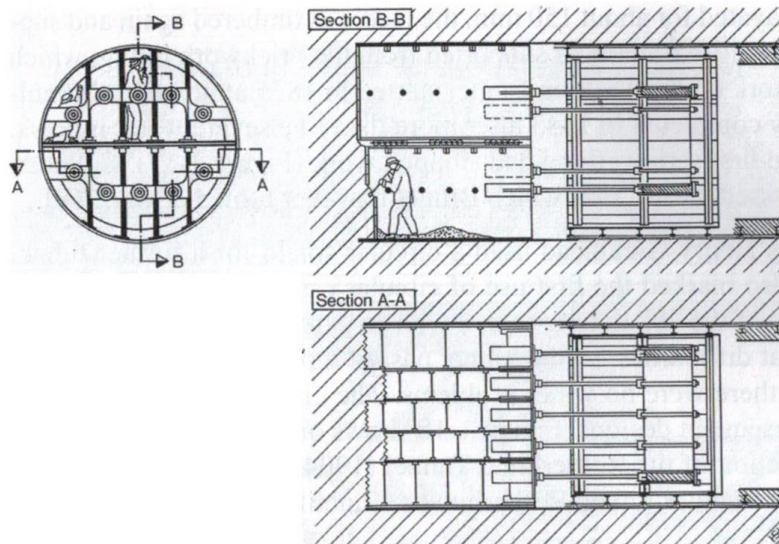


Figura 3.1– Método de escavação desenvolvido por Brunel (Stack, 1982).

Esse método só foi colocado em prática em 1825, uma vez que a solução escolhida em São Petersburgo foi a utilização de uma ponte suspensa. Dessa vez, a missão era cruzar o Rio Tâmisa, em Londres. Ao longo da construção, ocorreram diversos problemas de inundação dentro da escavação, o que atrasou a entrega da obra. O túnel só foi concluído 18 anos depois, em 1843. Mesmo com todos os problemas enfrentados, a solução de Brunel foi revolucionária, viabilizando a construção do primeiro túnel sob um rio navegável.

Sir Thomas Cochrane foi o primeiro a solucionar o problema de controle de água dentro da escavação. Em 1830, ele inventou a trava de ar comprimido, que permitiu o acesso à uma área de trabalho pressurizada (Stack, 1982). Essa técnica foi revolucionária, simplificando consideravelmente a escavação em regiões abaixo do nível d'água. Em 1886, Greathead combinou o uso do ar comprimido ao método de escavação com escudos durante a construção do metrô de Londres, criando a primeira tuneladora de ar comprimido (Maidl *et al.*, 2012).

Em 1876, John Dickinson Brunton e George Bruton aprimoraram o *shield* de Brunel e desenvolveram o primeiro método de escavação mecanizado. A tuneladora possuía uma cabeça de corte semiesférica, que era rotacionada por meio de seis cilindros hidráulicos. Em 1896, J. Price criou um modelo mais eficaz de tuneladora, apresentado na Figura 3.2, combinando a cabeça de corte mecanizada com o *shield* de Greathead.

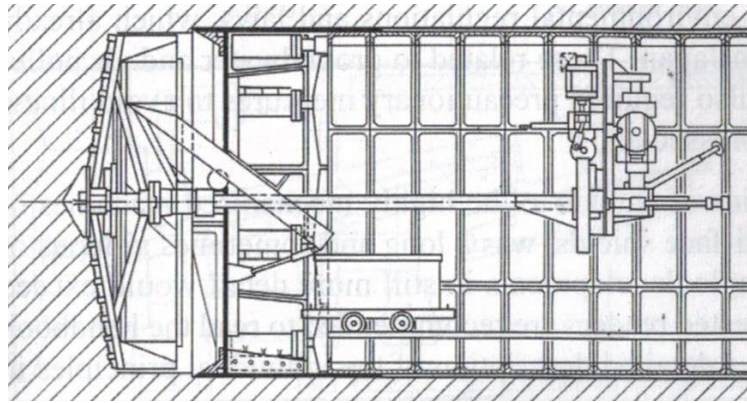


Figura 3.2 – Tuneladora desenvolvida por J. Price (Stack, 1982).

Em solos com permeabilidade alta, o uso da técnica de ar comprimido não era eficaz. Então, em 1874, Greathead desenvolveu uma tuneladora, apresentada na Figura 3.3, onde a face era suportada por um fluido. O solo era removido hidraulicamente por um fluido e transportado hidraulicamente como uma lama.

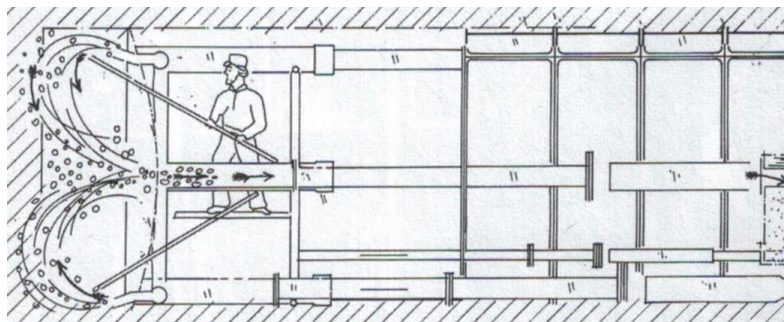


Figura 3.3 – Tuneladora desenvolvida por Greathead (Stack, 1982).

Em 1960, Schneiderei introduziu a ideia de utilizar lama bentonítica para ativamente prover suporte para a face da escavação, e H. Lorenz patenteou o efeito estabilizante de face que a lama bentonítica pressurizada apresenta. O primeiro uso dessa tecnologia aconteceu em 1967, no Japão. A chamada tuneladora SPB (*Slurry Pressure Balance*) escavava a face utilizando uma cabeça de corte e a lama era removida hidraulicamente.

Já o desenvolvimento de tuneladoras do tipo EPB (*Earth Pressure Balance*) aconteceu em 1963. Uma empresa japonesa criou o primeiro modelo, apresentado na Figura 3.4, para a escavação de um túnel em um solo mole e plástico abaixo do nível d'água. O principal motivo para a criação desse novo modelo foi ambiental: existiam rigorosas regras relacionadas a manutenção do lençol freático, poluição do ar e despejo dos rejeitos. Além disso, a empresa era obrigada a adotar medidas de precaução para evitar doenças e acidentes a empregados trabalhando sob ar comprimido (Stack, 1982).

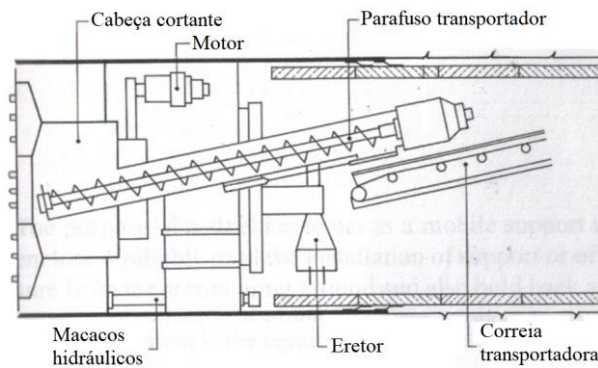


Figura 3.4 – Primeira tuneladora EPB (Modificada – Stack, 1982).

Desde então, a indústria de tuneladoras vem desenvolvendo máquinas cada vez mais tecnológicas, melhorando o seu desempenho, segurança e impacto nas regiões adjacentes. A cada novo desafio encontrado, seja ele de caráter geológico, hidrológico ou estrutural, os engenheiros criam novas técnicas, que alavancam o uso de tuneladoras para situações nunca antes pensadas. E esse é um mercado que tende a crescer ainda mais nos próximos anos, dado o aumento da necessidade de obras subterrâneas causado pela Era Ambiental.

3.2 ELEMENTOS GERAIS DE UMA TUNELADORA

Existem diversos tipos de tuneladoras disponíveis no mercado, adaptadas para diferentes tipos de terrenos e de construções. Contudo, seu princípio básico ainda é baseado no *shield* de Brunel, onde uma máquina, geralmente cilíndrica, é empurrada ao longo do eixo do túnel enquanto o maciço é escavado. Seu escudo deve suportar temporariamente a pressão externa, até que o sistema de suporte esteja devidamente instalado (Maidl *et al.*, 2012).

Independente do modelo, as tuneladoras geralmente possuem os elementos construtivos apresentados na Figura 3.5, e são divididas em três partes: a frontal, a do meio e a traseira. É na parte frontal que são realizadas a escavação do maciço e a manutenção do equilíbrio da face de escavação. Já a parte do meio contém os macacos hidráulicos, que impulsionam a máquina contra o maciço, garantindo assim o seu movimento. Por fim, é na parte traseira que o sistema de suporte é instalado (Reis, 2017).

O conceito de escavação por meio de tuneladoras é baseado num processo cíclico, dividido em duas etapas: escavação e montagem do sistema de suporte. Inicialmente, os macacos hidráulicos empurram a máquina para frente, e a cabeça cortante rotativa rompe o material na face do túnel. Ao avançar com a escavação em solos não estáveis, a possível perda de estabilidade na frente da escavação é compensada por meio da criação de uma contrapressão ou pressurização da face, técnica que será explicada posteriormente.

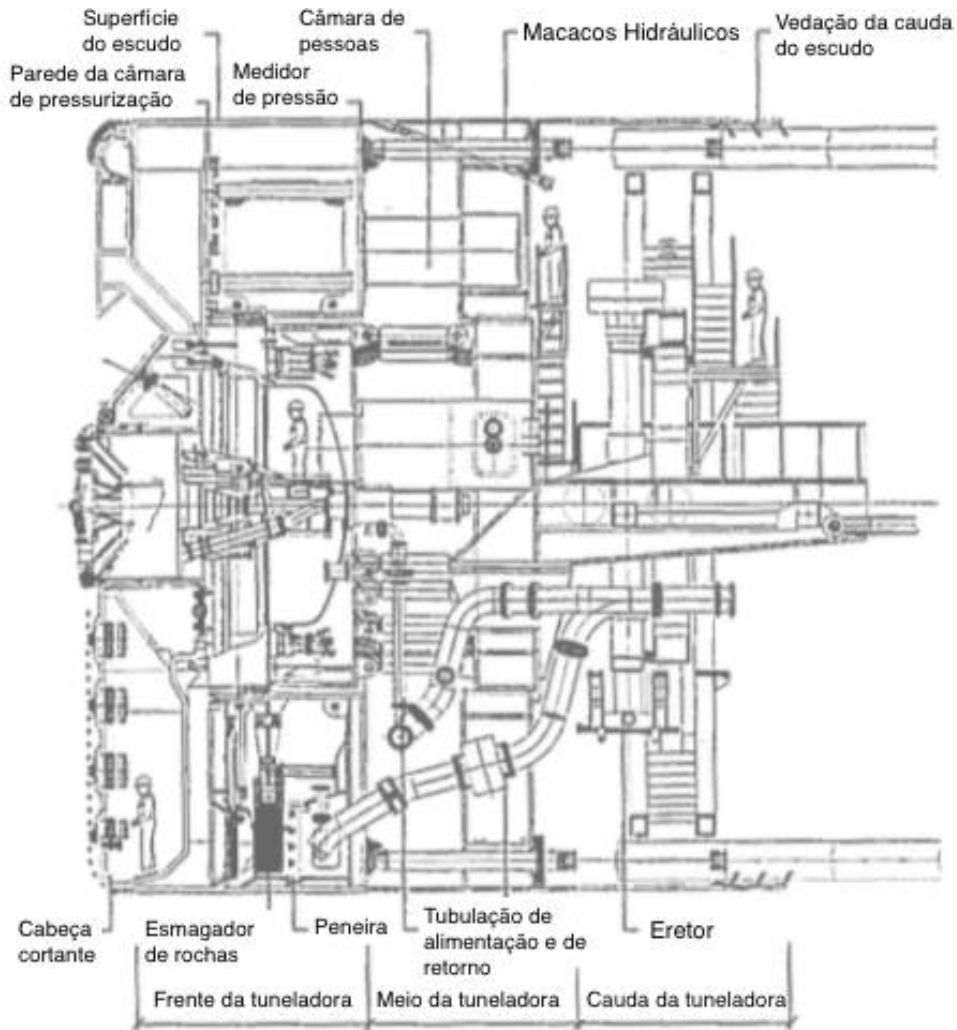


Figura 3.5 - Elementos construtivos de uma tuneladora (Modificada – Maidl *et al.*, 2012).

Quando os macacos atingem o seu máximo alongamento, a cabeça cortante para e inicia-se a instalação do sistema de suporte, que ocorre sobre a proteção do escudo e em pressões atmosféricas. Esse sistema de suporte é basicamente um conjunto de anéis, que são instalados sequencialmente. Cada anel é composto de vários segmentos de concreto pré-moldado. Após passar pelo controle de qualidade, esses segmentos são transportados para dentro do túnel. Eles são então posicionados por um montador hidráulico, chamado eretor, por meio de ventosas a vácuo. Esse processo segue sempre a mesma rotina: o eretor ergue a peça a ser instalada; os macacos hidráulicos se retraem no ponto de instalação; o segmento é posicionado em contato com o anel previamente instalado; os macacos hidráulicos são estendidos para assegurar o posicionamento do anel até que ele seja parafusado. Todas essas etapas ocorrem dentro do escudo, protegendo o maquinário e os trabalhadores de possíveis mudanças de pressão causadas pelo maciço ou por água. Após a finalização da construção do anel, a máquina se apoia nele para prosseguir com a escavação, e um novo ciclo se inicia.

A cauda da tuneladora é equipada com uma camada circular vedante, que garante a vedação entre o ambiente interno da tuneladora e as pressões externas, causadas pelo maciço e por possíveis alterações no nível do lençol freático (Herrenknecht, 2019).

O processo descrito representa a escavação utilizando uma tuneladora EPB. Dependendo do tipo de tuneladora, essas etapas são adaptadas para atender às necessidades específicas de cada obra, ou até mesmo suprimidas. No caso de um túnel em uma rocha de alta qualidade, pode não ser necessária a instalação de um sistema de suporte, por exemplo. Por isso é necessário que cada obra tenha uma etapa prévia de planejamento para que possa ser definido quais serão as etapas específicas para aquele caso.

3.3 TIPOS DE TUNELADORAS

Conforme apresentado anteriormente, ao longo dos anos foram desenvolvidas diversas técnicas de escavação com tuneladoras. Dois fatores primordiais na escolha de qual adotar são as propriedades do maciço que será escavado e se o alinhamento do túnel se encontra sob uma zona urbana ou não. Eles servirão como base para a escolha de qual máquina utilizar naquela escavação, ou se será necessário criar uma máquina nova, com características específicas para atender às necessidades daquela obra.

As tuneladoras podem ser classificadas de acordo com o método de escavação (face plena ou parcial), os tipos de cabeça cortante (rotativa e não rotativa) e o método de reação para os macacos hidráulicos (gripper ou segmento). Na Figura 3.6 são apresentados alguns tipos de tuneladoras de acordo com as classificações apresentadas (ITA, 2000b).

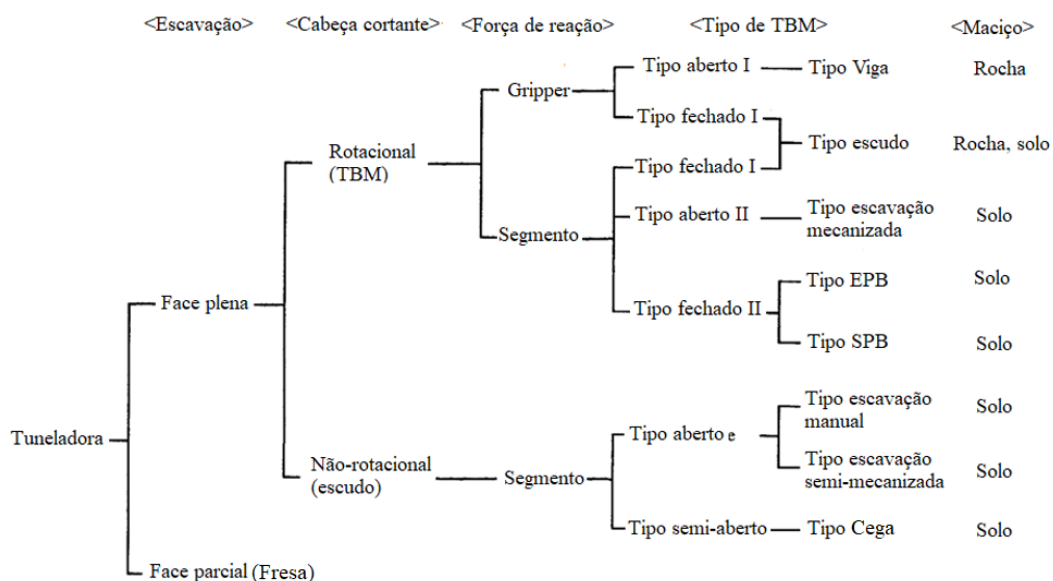


Figura 3.6 – Tipos de tuneladoras (ITA, 2000b).

Nesse estudo será detalhado alguns aspectos do funcionamento da tuneladora do tipo EPB. Sua principal característica é a estabilização da face por uma mistura formada pelo próprio solo escavado. Por isso, é recomendada a utilização dessa técnica em solos com baixa permeabilidade, como argilas e siltes. A câmara de escavação, onde fica localizada essa mistura, é isolada por meio de um anteparo de pressão, permitindo que o restante da tuneladora fique sujeito à pressão atmosférica. Após a escavação, braços misturadores ajudam a remodelar o solo, até que ele atinja a consistência desejada.

O solo retirado é então transportado por um parafuso sem fim. A quantidade de material retirado da câmara é regulada pela velocidade de rotação do parafuso, que é sincronizada com a velocidade de avanço da tuneladora. O objetivo é manter o equilíbrio entre a quantidade de solo removido e a quantidade de solo acumulada, auxiliando, assim, no processo de suporte da frente de escavação. O sistema de controle dessas velocidades precisa ser flexível, para se adaptar rapidamente às mudanças geológicas que possam ocorrer ao longo do percurso. Para isso, a escavação é continuamente monitorada com sensores de pressão, medindo também o torque na cabeça cortante e no parafuso, além de avaliar constantemente o material escavado.

O gradiente de pressão existente entre a câmara de escavação e a face do túnel resulta do atrito proveniente do parafuso sem fim. Isso significa que o solo presente no parafuso precisa garantir a vedação do sistema de remoção da mistura, caso contrário medidas alternativas deverão ser tomadas. O completo suporte à face, particularmente para a parte superior, só é alcançando se o solo puder ser remodelado em uma massa plástica macia ou semirrígida para atuar como meio de suporte, por isso a EPB é recomendada para solos de baixa permeabilidade.

Em casos de solo com um valor de permeabilidade mais elevado, pode-se utilizar a tuneladora tipo SPB, que realiza o suporte da face com lama bentonítica pressurizada. Não se utiliza água para a formação da lama porque, em meios mais granulares e com uma maior permeabilidade, ela iria fluir em direção ao solo. A bentonita foi escolhida devido às suas propriedades tixotrópicas de resistência à tração e viscosidade. Para a utilização dessa máquina o nível d'água precisa estar a uma margem segura acima da tuneladora. Solos muito permeáveis prejudicam a formação de uma membrana impermeável e o suporte por transferência de pressão. Se a permeabilidade for acima de $5 \cdot 10^{-3}$ m/s, existe o perigo da lama bentonítica fluir de forma descontrolada em direção ao solo. Nesses casos, é necessária a adição de material fino à mistura.

Contudo, a indústria química tem avançado muito nos últimos anos, e existem hoje no mercado diversos tipos de aditivos, como espuma ou bentonita, que podem ser adicionados para

aumentar o escopo de atuação de uma EPB para solos mais permeáveis. Lovat (2007) desenvolveu um gráfico com base na granulometria do solo indicando quando a EPB e a SPB são mais recomendadas. A Figura 3.7 apresenta a combinação da granulometria do solo em estudo, retirada de Marques (2006), com as faixas indicadas para cada tipo de tuneladora.

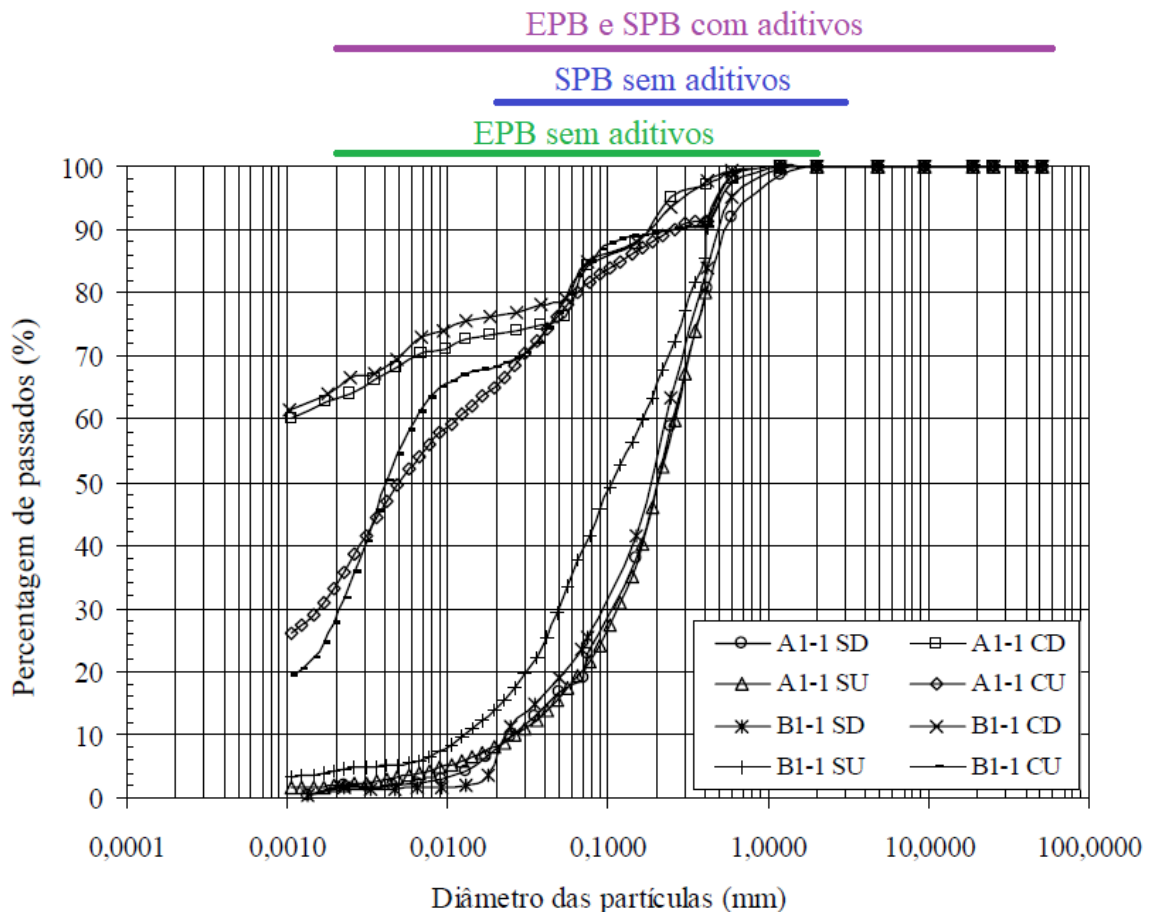


Figura 3.7 – Tuneladora EPB x SPB para o solo em estudo (Modificada – Marques, 2006 e Lovat, 2007)

Como pode ser observado, a tuneladora EPB possui um intervalo maior de utilização do que a SPB. Além disso, o uso de aditivos aumenta significativamente a utilização de ambos os tipos de tuneladora. Ainda segundo Lovat, (2007), a tuneladora EPB possui um preço mais competitivo do que uma SPB. Logo, a tuneladora EPB, com o uso de aditivos quando necessário, tem sido a mais utilizada no mercado atualmente, sendo a SPB escolhida apenas para casos extremos.

3.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS

A escavação utilizando tuneladoras geralmente apresenta diversas vantagens em relação à escavação por meios convencionais. De maneira geral, essas vantagens são a mecanização do processo de escavação; as altas taxas de avanço diário; a precisão do perfil de corte; a minimização do impacto em construções na superfície; o aumento da segurança do trabalho; o baixo impacto ambiental e sonoro; a manutenção no nível do lençol freático e o uso de um sistema de suporte mais eficiente, com fabricação industrial.

Contudo, há também os lados negativos da escavação mecanizada, como: o longo tempo necessário para se desenvolver, produzir e montar a tuneladora; a necessidade de um período maior de familiarização com o terreno; a necessidade de um canteiro mais elaborado e, conseqüentemente, mais caro; o aumento do risco da manobra quando a configuração geológica muda; a falta de flexibilidade da seção transversal e do traçado e o preço da tuneladora.

Em termos gerais, a escavação por métodos convencionais é mais economicamente vantajosa em escavações mais curtas, devido ao alto investimento inicial da tuneladora. À medida que o comprimento do túnel aumenta, a situação se inverte. Dr. Sauer & Partners (2020) afirma que, geralmente, a vantajosidade dos métodos convencionais se aplica para túneis de até 2 km. Contudo, por conta da carga tributária existente no Brasil, Assis (2002) refez o cálculo para o cenário brasileiro, resultado que pode ser observado na Figura 3.8. Existe uma zona cinzenta, que fica entre aproximadamente 3 a 4 km, onde os dois métodos ficam praticamente equivalentes, e, nesses casos, as outras vantagens e desvantagens devem ser analisadas.

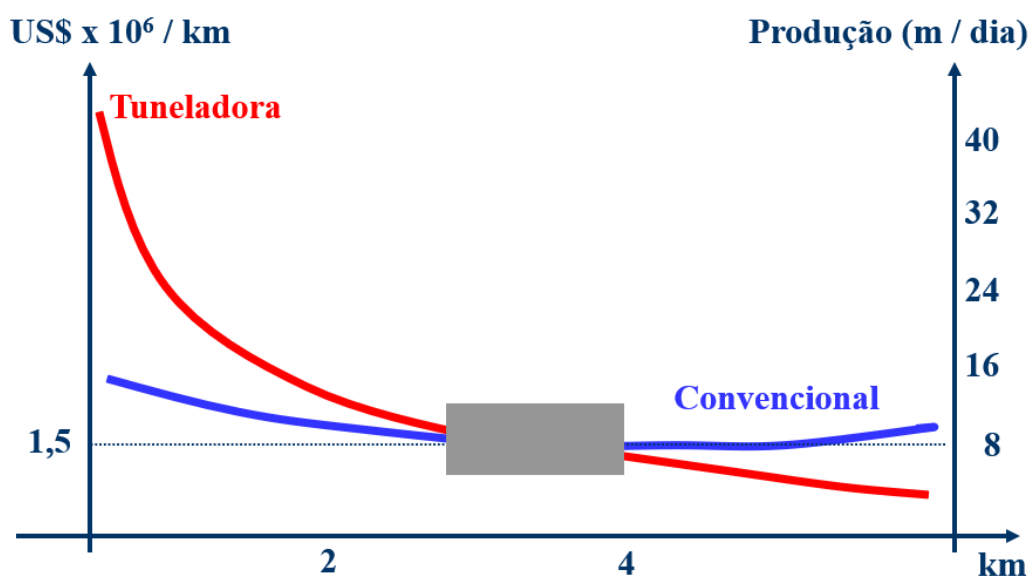


Figura 3.8 – Comparação entre a escavação por tuneladora e convencional (Assis, 2002).

Como cada obra subterrânea é única, com aspectos geológicos e métodos de construção específicos, essas vantagens e desvantagens listadas variam muito para cada caso, podendo ser observadas com maior intensidade ou nem acontecendo.

Logo, esse método é escolhido quando as vantagens podem ser exploradas ao máximo, e as desvantagens são compensadas, mas levadas também em consideração durante a fase de projeto e de construção. Geralmente, para túneis mais curtos, as tuneladoras acabam onerando demais o preço do projeto. Apesar disso, elas vão se tornando mais econômicas e vantajosas a medida que o comprimento do túnel aumenta (Maidl *et al.*, 2012).

3.5 ESTABILIZAÇÃO DE FACE EM TUNELADORAS

Como dito anteriormente, uma das maiores vantagens de uma tuneladora é o baixo nível de perturbação que esta provoca na superfície. Graças aos seus mecanismos que removem o solo enquanto mantém o perfil de escavação em contato com um meio pressurizado, as alterações geradas no estado de tensão ao redor do túnel são minimizadas quando comparadas com o método convencional, reduzindo, dessa forma, os deslocamentos resultantes. A Figura 3.9 compara os principais fatores que geram deslocamentos durante a construção de um túnel pelo método convencional e com a utilização de uma tuneladora.

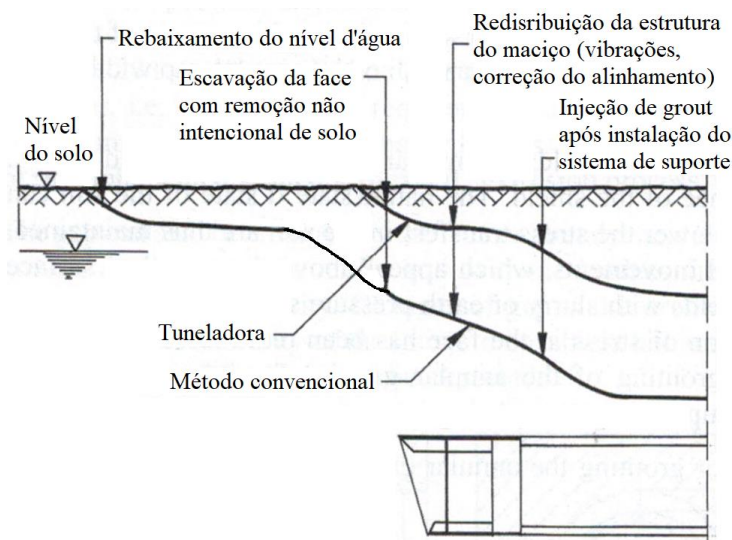


Figura 3.9 – Principais fatores que geram deslocamentos (Modificada – Maidl *et al.*, 2012).

É importante entender em quais momentos a escavação com tuneladora pode gerar recalques superficiais, para que, dessa forma, seja possível minimizar essas ocorrências. Nesse estudo, será analisado com maiores detalhes o momento da escavação da face. O primeiro passo para o estudo da estabilidade da face é a montagem de um modelo de corpo de falha

simplificado do maciço a frente da face de escavação. Horn (1961) foi um dos primeiros a propor um modelo, apresentado na Figura 3.10, que consiste em uma cunha localizada imediatamente em frente à face, que se estende até o teto do túnel, e um prisma apoiado nessa cunha. As superfícies de ruptura são consideradas planas.

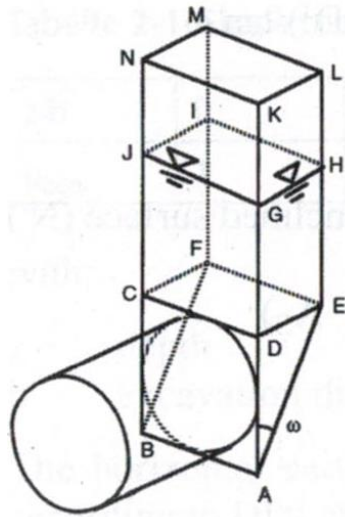


Figura 3.10 – Modelo de corpo de falha de acordo com Horn (Horn, 1961).

Nesse método, é investigado o estado de equilíbrio da cunha ABCDEF, que é suscetível de se mover para o túnel sob carga do bloco de solo CDEFKLMN. A face circular do túnel é aproximada por um quadrado que possui os lados equivalentes ao diâmetro do túnel. O ângulo da cunha ABCDEF é encontrado por meio de interações, de acordo com a teoria de empuxo ativo da terra, até que a pressão máxima de suporte resultante seja alcançada.

Ao longo dos anos, diversos métodos analíticos foram desenvolvidos para simular o comportamento do mecanismo de ruptura do maciço à frente da escavação. Esses métodos servem como base para projetos preliminares, uma vez que existem modelos numéricos que são capazes de simular de forma mais fidedigna o comportamento único de cada escavação, levando em conta suas singularidades.

Um dos métodos analíticos mais utilizados para esses estudos preliminares é o Método da Análise Limite, que avalia a pressão de falha de uma massa de solo, oferecendo limites superior e inferior da pressão de face, usando enfoques cinemáticos e estáticos, respectivamente (Ibrahim *et al.*, 2015). Rocha (2014) realizou um estudo sobre os como os Teoremas do Limite Superior e Inferior se aplicam no método de análise limite para o estudo de estabilidade da frente de escavação, apresentados as análises propostas por Davis *et al.* (1980), Mühlhaus (1985), Leca e Dormieux (1990) e Mollon *et al.* (2009).

3.5.1 ESTABILIZAÇÃO DE FACE EM TUNELADORAS TIPO EPB

No caso de uma tuneladora tipo EPB, a estabilização da face baseia-se na tensão transmitida pelo contato entre as partículas do solo (chamada tensão efetiva s') existente na interface entre a mistura estabilizadora de face e o maciço bem como no controle do nível piezométrico na câmara de pressurização (Kovári e Ramoni, 2006). Essa situação é ilustrada na Figura 3.11.

Caso haja diferença entre o nível piezométrico da câmara e do lençol freático, ocorrerá infiltração na câmara. Para calcular as forças de infiltração direcionadas para o túnel, uma análise numérica do fluxo deve ser realizada usando o Método de Elementos Finitos. Essa análise gera um campo potencial tridimensional de estado estacionário. A lei de Darcy é assumida para modelar o fluxo de infiltração. O efeito desestabilizador das forças de infiltração que atuam na cunha na Figura 3.10 é claramente vista a partir de tais cálculos.

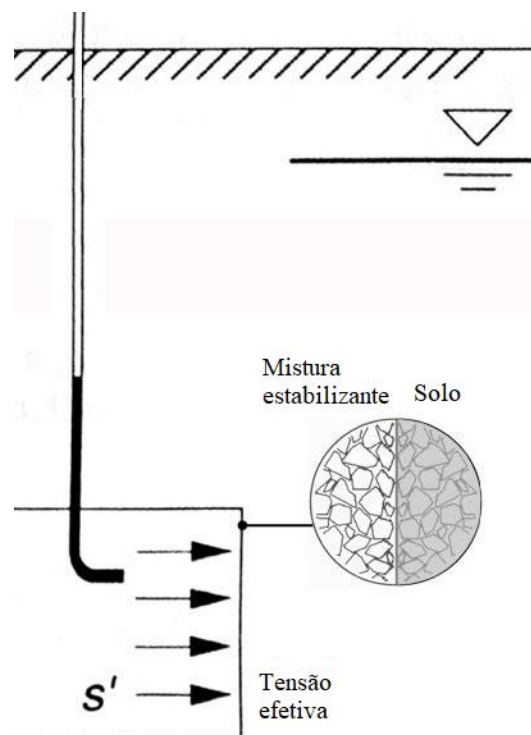


Figura 3.11 – Suporte de face: tuneladora EPB (Modificada – Kovári e Ramoni, 2006).

Kovári e Ramoni (2006) analisaram a influência do nível cabeça piezométrico h na tensão efetiva s' , ilustrado na Figura 3.12. Para um túnel com um diâmetro de 10 m, uma sobrecarga de 20 m e para os parâmetros selecionados de resistência ao cisalhamento (c e Φ), o aumento do nível piezométrico h resulta em uma diminuição da tensão efetiva s' necessária para equilibrar a face. Para um nível piezométrico $h = 10$ m, a tensão efetiva necessária s' será de

200 kPa. Já para um nível $h = 30$ m – ou seja, em caso de equilíbrio hidráulico – praticamente nenhuma tensão efetiva é necessária. Os cálculos foram realizados com um fator de segurança FS de 2,0. Na prática, baixos valores de tensão efetiva s' são preferíveis – como mostrado no diagrama.

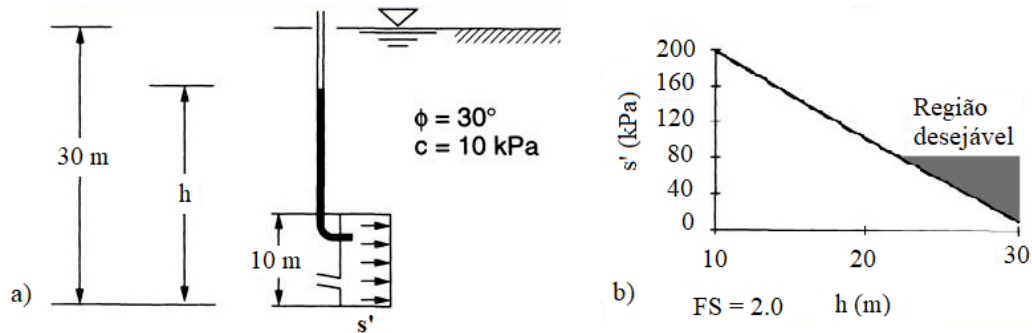


Figura 3.12 – Influência do nível piezométrico na tensão efetiva (Modificada – Kovári e Ramoni, 2006).

Como já foi dito anteriormente, medidores de pressão são utilizados na cabeça de corte da tuneladora EPB, para garantir o equilíbrio da face. Como o solo é constantemente removido e modelado para prover sustento à face, suas propriedades estão sujeitas a variações e, conseqüentemente, a pressão de face precisa ser monitorada durante toda a escavação. Esse processo é parte de um sistema complexo de registro de dados, que serve para documentar todo o progresso do avanço da tuneladora e permitir o controle de certos parâmetros no circuito de controle. Com base nessas medidas, a pressão é controlada/regulada através da taxa de extensão do macaco hidráulico, da velocidade de rotação do parafuso sem fim ou da injeção de aditivos, de acordo com a pressão e o volume. A Figura 3.13 apresenta um exemplo do painel de controle e da tela de orientação de uma tuneladora EPB.



Figura 3.13 – Exemplo de um painel de controle (esquerda) e de uma tela de orientação (direita) de uma tuneladora EPB (Guglielmetti *et al.*, 2007).

A Figura 3.14 mostra um fluxograma do esquema de regulação para uma tuneladora tipo EPB, sem considerar o condicionamento do solo. A intenção é manter o parâmetro monitorado P_r (pressão de face momentaneamente medida) no valor ajustado P_0 . Um aumento da taxa de extensão do macaco hidráulico ou uma redução da velocidade de rotação do parafuso sem fim terão o efeito de reduzir a pressão de face. Se o primeiro valor definido ($n =$ rotação do parafuso sem fim) estiver fora de uma faixa definida ($n_{\min} < n < n_{\max}$), o segundo valor definido ($v =$ taxa de avanço do macaco hidráulico) será alterado. Se esse valor também estiver fora de uma faixa definida ($v_{\min} < v < v_{\max}$), o avanço será interrompido e a válvula localizada no final do parafuso sem fim será fechada.

É importante destacar que a relação causa-efeito na câmara de escavação não se enquadra em nenhuma lei estrita da mecânica do solo e que a experiência do operador ainda é de importância essencial. O uso de um sistema de controle permite que as ações simples de controle do operador da tuneladora sejam reduzidas ao mínimo em operação normal, mas o monitoramento visual contínuo dos instrumentos mais importantes nunca deve ser negligenciado.

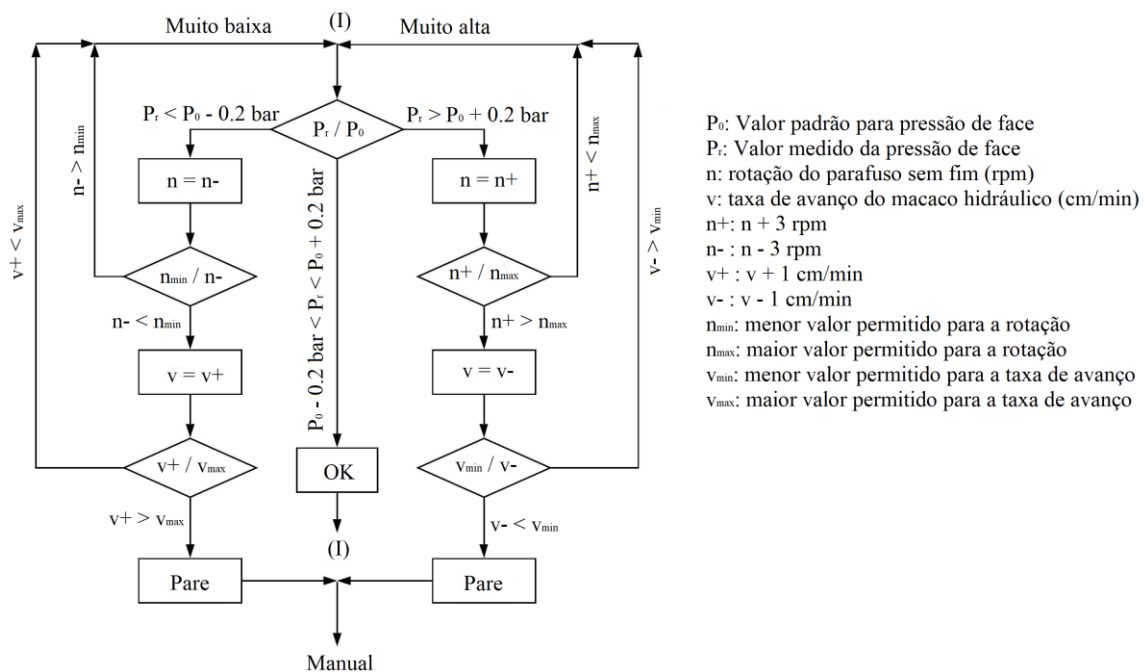


Figura 3.14 – Diagrama de controle de pressão na face (Modificado – Maidl *et al.* 2012).

3.6 DIMENSIONAMENTO DE UMA TUNELADORA TIPO EPB

O dimensionamento de uma tuneladora envolve várias etapas. Neste trabalho serão apresentados os cálculos das pressões atuantes, do impulso nos macacos hidráulicos, do torque da cabeça cortante e o dimensionamento do sistema de suporte.

3.6.1 CÁLCULO DAS PRESSÕES ATUANTES

Para realizar o dimensionamento de uma tuneladora, deve-se levar em consideração todas as pressões atuantes. Dentre essas pressões externas estão as radiais (pressão exercida pelo solo, pela água e pelas forças de reação ao movimento) e as axiais (pressão de suporte na escavação, dos equipamentos na face de escavação e dos macacos hidráulicos). Além disso, também devem ser considerados o peso próprio, o atrito de face, as forças de reação geradas quando o eretor está instalando o sistema de suporte, entre outros (Maidl *et al.*, 2012). A Figura 3.15 representa uma seção do túnel e o maciço ao seu redor.

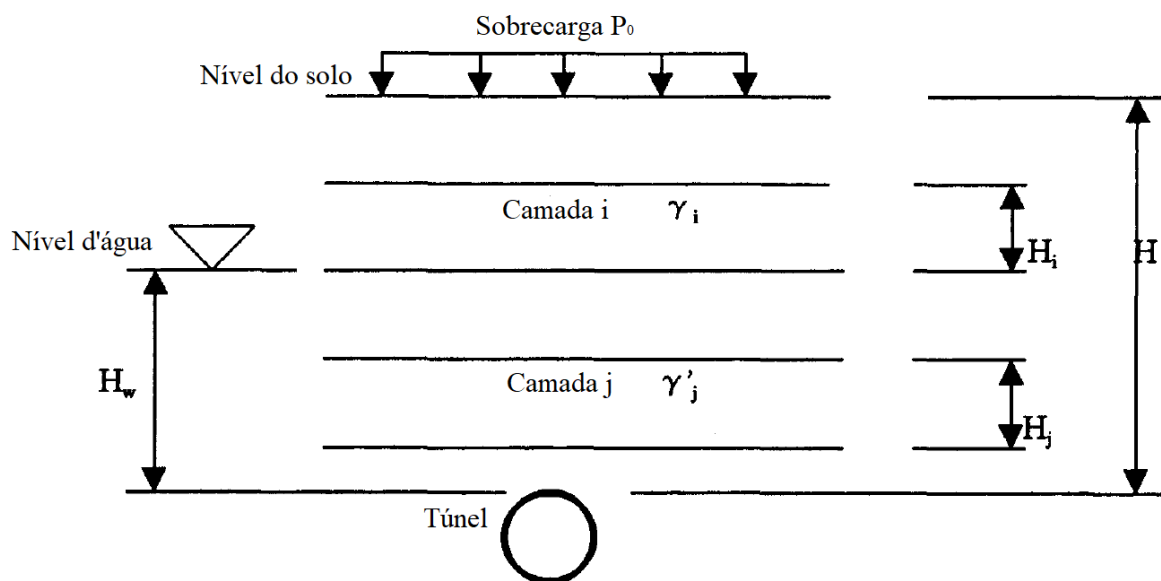


Figura 3.15 – Seção do túnel e o maciço ao seu redor (Modificado – ITA, 2000a).

Começando pela pressão do solo, esta pode ser representada agindo de forma radial ao túnel ou pode ser separada em pressão do solo vertical e horizontal. Nesse último caso, a pressão vertical no topo do túnel age como uma carga uniformemente distribuída. Caso o túnel seja raso, seu valor é o da pressão de sobrecarga do maciço presente acima do túnel. Caso o túnel seja profundo, a pressão de solo reduzida pode ser aplicada, de acordo com a Fórmula de Terzaghi, representada na Figura 3.16, de Protodiaocono, entre outras (ITA, 2000a).

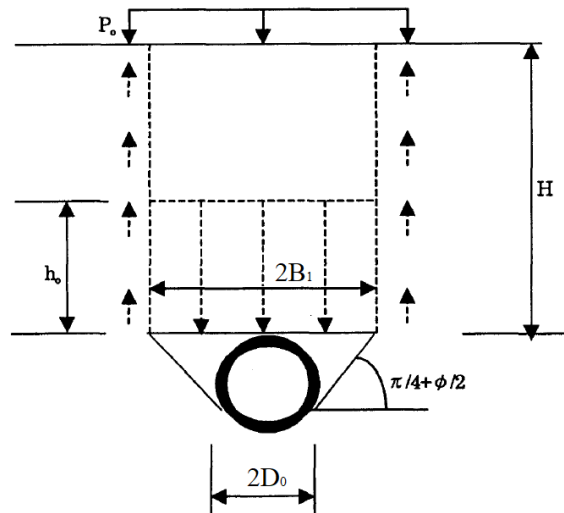


Figura 3.16 – Redução da pressão de solo segundo Terzaghi (Modificada – ITA, 2000a).

Já a pressão horizontal pode ser representada como uma carga trapezoidal agindo no centro do túnel. Sua magnitude é definida como sendo a pressão vertical multiplicada pelo coeficiente de empuxo em repouso do maciço k_0 . Dessa forma, conforme apresentado na Figura 3.17, tem-se que as pressões de solo valem:

- Pressão de solo vertical no topo do túnel (P_{svt}) para túneis rasos:

$$P_{svt} = P_0 + \sum \gamma_i * H_i + \sum \gamma_j * H_j \quad (3.1)$$

Onde:

P_0 é a sobrecarga;

γ_i é o peso específico da camada i , localizada acima do nível d'água, ou seja, peso específico não saturado;

H_i é a espessura da camada i , localizada acima do nível d'água;

γ_j é o peso específico da camada j , localizada abaixo do nível d'água, ou seja, peso específico saturado;

H_j é a espessura da camada j , localizada abaixo do nível d'água.

- Pressão de solo vertical no topo do túnel para túneis profundos: Nesses casos, aplica-se a redução da pressão de solo. Aqui é utilizada a Fórmula de Terzaghi:

$$B_1 = \frac{D_0}{2} * \cot \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \quad (3.2)$$

$$H = \sum H_i + \sum H_j \quad (3.3)$$

$$h_0 = \frac{B_1(1-\frac{c}{B_1\gamma})}{k_0 \tan(\phi)} \left(1 - e^{-k_0 \tan(\phi) \frac{H}{B_1}} \right) + \frac{P_0}{\gamma} * e^{-k_0 \tan(\phi) \frac{H}{B_1}} \quad (3.4)$$

$$P_{svt} = \gamma * h_0 \quad (3.5)$$

Onde:

D_0 é o diâmetro escavado;

ϕ é o ângulo de atrito do solo;

c é a coesão do solo;

k_0 é o coeficiente de empuxo em repouso do maciço.

- Pressão de solo horizontal no topo do túnel (P_{sht}):

$$P_{sht} = P_{svt} * k_0 \quad (3.6)$$

- Pressão de solo horizontal na base do túnel (P_{shb}):

$$P_{shb} = (P_{svt} + \gamma * D_0) * k_0 \quad (3.7)$$

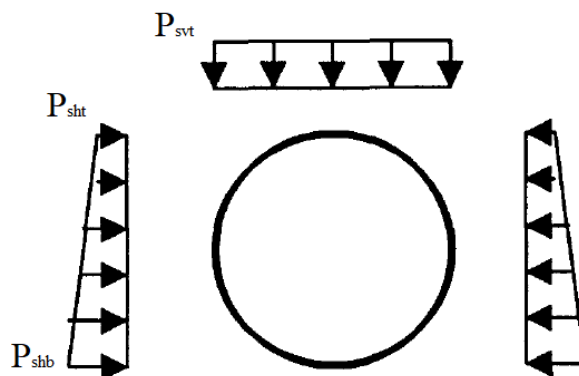


Figura 3.17 – Representação das pressões de solo (Modificada – ITA, 2000a).

Já o peso próprio P_g do túnel é representado por uma força vertical agindo em seu centro, e é calculado por:

$$P_g = \frac{W_{tun}}{\pi D_0} \quad (3.8)$$

Onde:

W_{tun} é o peso total da tuneladora por metro.

No caso da água, a pressão que age no túnel é a hidrostática, de acordo com o apresentado na Figura 3.18. A pressão resultante é o empuxo.

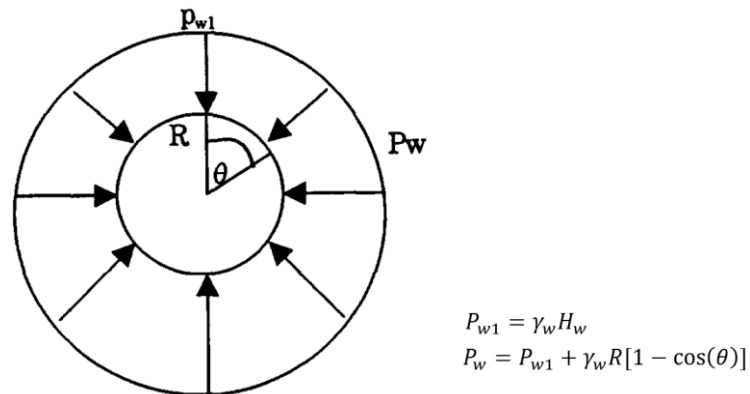


Figura 3.18 – Pressão hidrostática (Modificada – ITA, 2000a).

A pressão de solo vertical no topo do túnel e o peso próprio devem ser maiores que o empuxo, e a diferença entre eles age como a pressão vertical de solo na base do túnel, como pode ser visto na Figura 3.19. Caso o empuxo fosse maior, o túnel iria flutuar.

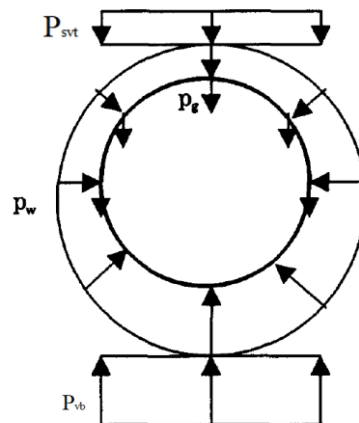


Figura 3.19 – Combinação de pressões no túnel (Modificada – ITA, 2000a).

Logo, a pressão vertical na base do túnel pode ser calculada por:

$$P_{vb} = P_{svt} + \pi P_g - \frac{\pi R \gamma_w}{2} \quad (3.9)$$

Onde:

R é o raio do túnel escavado.

Por fim, a Figura 3.20 apresenta um resumo do cálculo das pressões atuantes apresentadas nesta seção.

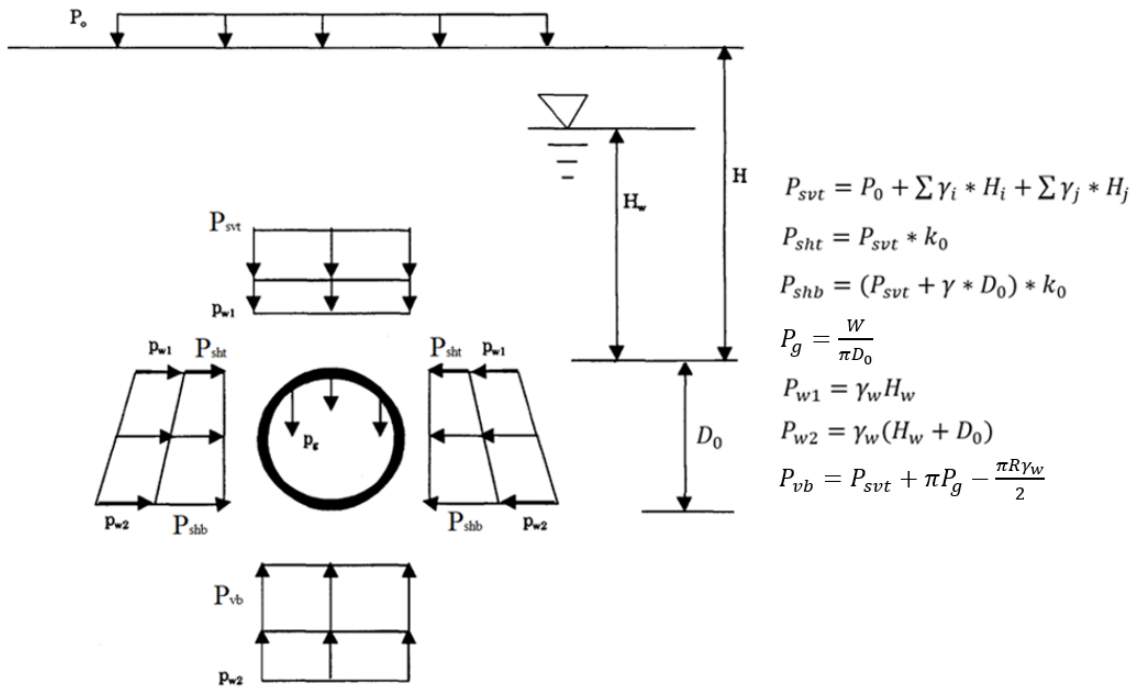


Figura 3.20 – Resumo das pressões atuantes (Modificada – ITA, 2000a).

3.6.2 CÁLCULO DO IMPULSO NOS MACACOS HIDRÁULICOS

Para calcular o impulso necessário que deve ser aplicado pelos macacos hidráulicos, é necessário fazer o levantamento de todas as forças existentes no sistema que são contrárias ao movimento. Primeiramente, tem-se a força de atrito aplicada ao longo de toda a área de contato entre o escudo e o maciço. Para determinar o seu valor, precisa-se primeiro saber qual o coeficiente de atrito μ entre o escudo e o maciço. Para argilas, o valor típico para esse coeficiente é 0,2 (Maidl *et al.*, 2012). Dessa maneira, a força de atrito aplicada no escudo W_M é calculada por:

$$W_M = \mu * [2\pi * r * l * (p_v + p_h) * 0,5 + G_s] \quad (3.10)$$

Onde:

W_M é força de atrito aplicada no escudo (kN);

μ é o coeficiente de atrito entre o escudo e o maciço;

r é o raio do escudo (m);

l é o comprimento do escudo (m);

p_v é a pressão de terra vertical máxima (kPa);

p_h é a pressão horizontal máxima (kPa);

G_s é o peso próprio do escudo (kN).

Há também a força de resistência aplicada nas lâminas da cabeça cortante W_{Sch} . Ela depende da resistência de pico p_{Sch} de cada tipo de solo. Para argilas, esse valor pode variar de 400 a 1000 kPa (Maidl *et al.*, 2012). Assim, essa força é calculada por:

$$W_{Sch} = 2\pi * r * p_{Sch} * t_l * n_l \quad (3.11)$$

Onde

W_{Sch} é a força de resistência aplicada nas lâminas da cabeça de corte (kN);

r é o raio do escudo (m);

p_{Sch} é a resistência de pico uniaxial do maciço (kPa);

t_l é a espessura da lâmina (m);

n_l é a quantidade de lâminas (m).

Além disso, existe a força de resistência devido à pressão de terra e de água na face W_{ST} , que é calculada como a integral da pressão de suporte pela área da face, mostrada na Figura 3.21 é representada por:

$$W_{ST} = A_0 * (p_{ST\ topo} + p_{ST\ base}) * 0,5 \quad (3.12)$$

Onde:

W_{ST} é a força de resistência devido à pressão de terra e de água na face;

A_0 é a área da face de escavação;

$P_{ST\ base}$ é a pressão de suporte na base do escudo;

$P_{ST\ topo}$ é a pressão de suporte no topo do escudo.

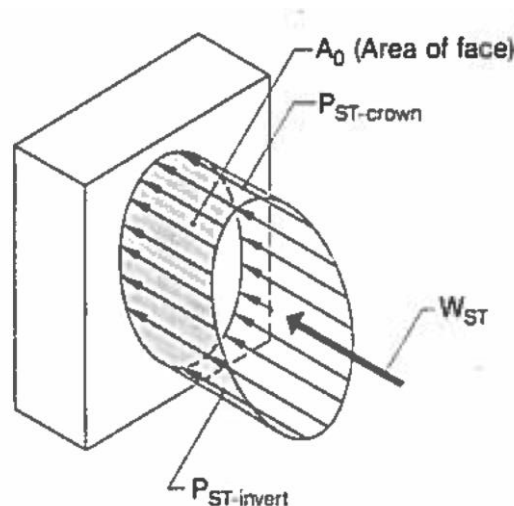


Figura 3.21 – Cálculo da força de resistência devido à pressão de suporte na face (Maidl *et al.*, 2012).

Assim, a força de impulso gerada pelos macacos hidráulicos W_T deve ser a soma de todas as resistências apresentadas anteriormente, adicionando também um fator de segurança para levar em conta algumas forças que não podem ser calculadas com exatidão, como o aumento da resistência nas lâminas quando um obstáculo é atingido ou o aumento do atrito quando se realizam curvas (Maidl *et al.*, 2012). Logo, essa força de impulso pode ser calculada por:

$$W_T = \sum W * \text{fator de segurança} \quad (3.13)$$

Onde:

W_T é a força de impulso gerada pelos macacos hidráulicos;

W é qualquer resistência ao movimento da tuneladora.

3.6.3 CÁLCULO DO TORQUE DA CABEÇA CORTANTE

Para o cálculo do torque necessário a ser aplicado na cabeça cortante de uma tuneladora tipo EPB, foi desenvolvido um método empírico definido por (Jancsecz *et al.*, 1999):

$$T = \alpha_1 * D^3 \quad (3.14)$$

Onde:

T é o torque necessário a ser aplicado na cabeça cortante;

α_1 é um coeficiente empírico, que varia de 1 a 2,5;

D é o diâmetro da tuneladora.

Para mostrar claramente a relação que existe entre o torque a ser aplicado e o diâmetro da tuneladora, plotou-se a Equação 3.14, e o resultado é apresentado na Figura 3.22. A partir dele, pode-se concluir que a equação empírica apenas fornece uma estimativa bastante aproximada do torque. Em outras palavras, o valor do torque pode variar dentro da área hachurada mostrada na Figura 3.22, seguindo as variáveis α e D de projeto. Pegando como exemplo uma tuneladora típica utilizada na construção de túneis de metrô, com 6 m de diâmetro, o torque da cabeça de corte pode ter um valor indeterminado que varia de 2160 kNm a 5400 kNm. Portanto, não é razoável concluir que α e D são os únicos parâmetros vitais para determinar o torque equipado da cabeça de corte de uma tuneladora do tipo EPB.

Buscando um método mais preciso, Shi *et al* (2011) desenvolveu um modelo teórico, onde o torque necessário a ser aplicado na cabeça cortante é a soma de oito componentes. Cada um desses componentes está ilustrado na Figura 3.23, e o torque total é definido por:

$$T_{EPB} = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_7 + T_8 \quad (3.15)$$

Onde:

T_{EPB} é o torque total necessário a ser aplicado na cabeça cortante;

T_1 é o torque de fricção na superfície frontal da cabeça de corte;

T_2 é o torque de fricção na superfície circunferencial da cabeça de corte;

T_3 é o torque de fricção na superfície traseira da cabeça de corte;

T_4 é o torque nas ferramentas de corte presentes na cabeça cortante;

T_5 é o torque de cisalhamento nas aberturas da cabeça de corte;

T_6 é o torque nas barras misturadoras presentes dentro da câmara de pressão;

T_7 é o torque de rotação do rolamento principal; e

T_8 é o torque da vedação da cabeça de corte.

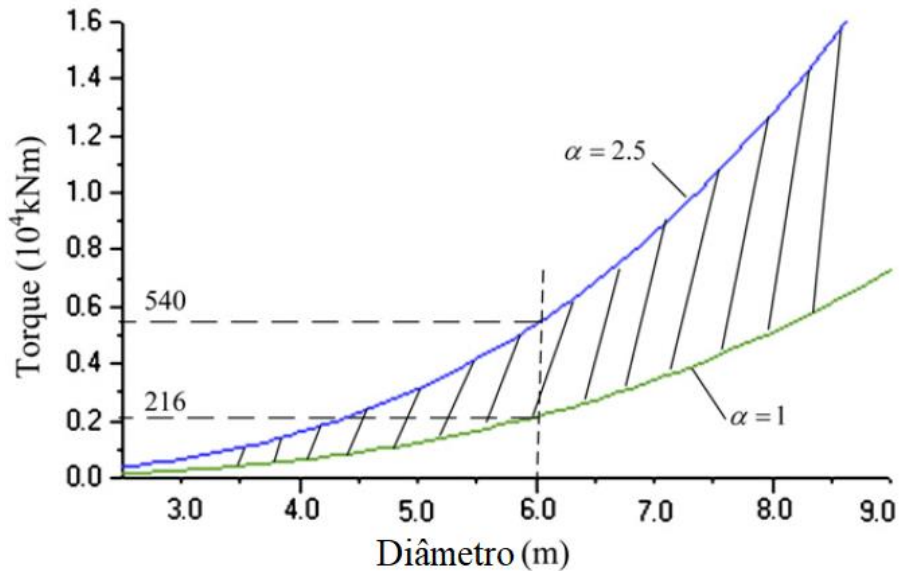


Figura 3.22 – Relação entre torque e diâmetro (Modificado – Shi *et al.*, 2011).

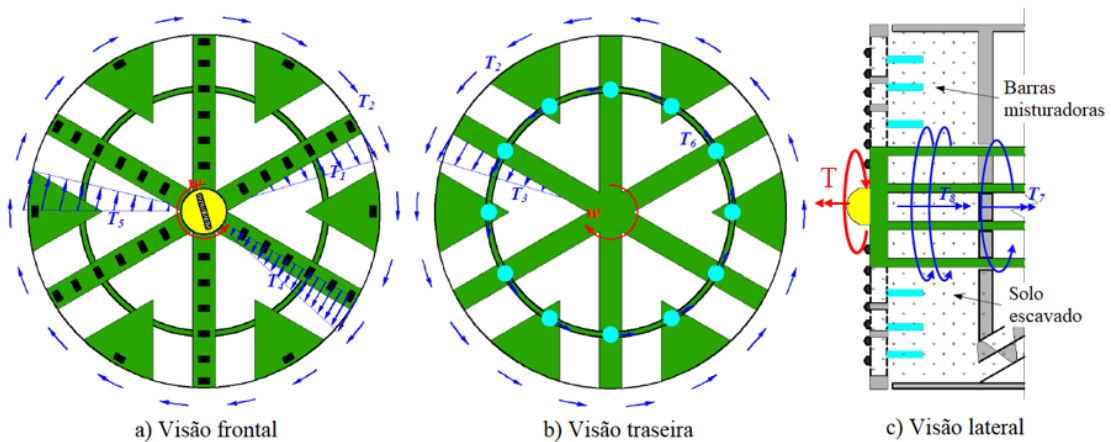


Figura 3.23 – Componentes do torque (Modificado – Godinez *et al.*, 2015).

Para investigar os componentes do torque e em qual proporção cada uma das oito partes o representa, testes foram realizados em diferentes tipos de solos, simulando escavações em argila, solo arenoso e cascalho arenoso. Os resultados mostraram que, comparando o torque da cabeça de corte nas várias escavações simuladas, este aumenta em graus; enquanto as proporções de oito partes são mantidas constantes. Essas proporções são apresentadas na Figura 3.24, que mostra o resultado da simulação da escavação em argila com proporção de abertura de 30%. Verifica-se que o componente de torque mais importante é o T₂, que cobre 39% do torque total; T₁, T₃, T₅ e T₆ também são componentes importantes de torque e esses quatro componentes cobrem cerca de 60% do torque total (Zhou e Zhai, 2018).

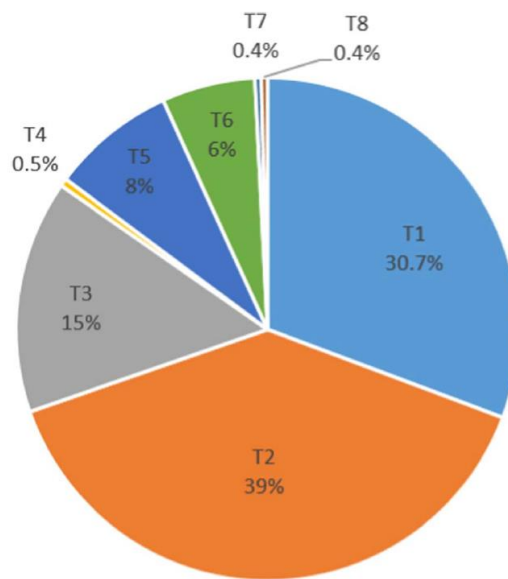


Figura 3.24 – Distribuição dos componentes do torque total (Zhou e Zhai, 2018).

Com base nessas análises de Shi *et al.* (2011), em camada única do solo, o torque da cabeça de corte foi estimado como a soma de cinco componentes e a fórmula empírica foi aprimorada da seguinte forma:

$$T_{EPB} = T_1 + T_2 + T_3 + T_5 + T_6 = k_1 * D^3 + k_2 * D^2 + k_3 \quad (3.16)$$

Sendo

$$k_1 = \frac{\pi}{12} * [k_0(1 + f_{\Delta p})\mu\gamma H(1 - \eta) + k_q\eta\tau] \quad (3.17)$$

$$k_2 = \frac{\pi}{4} * (k_0 + 1)\mu\gamma HW_c \quad (3.18)$$

$$k_3 = \gamma HD_b L_b f_b R_b n_b \quad (3.19)$$

Onde:

$f_{\Delta p}$ é o coeficiente relacionado à diferença entre pressões internas e externas (possui valor 1 em condições de bom equilíbrio de pressões de terra);

μ é o coeficiente de atrito entre o escudo e o maciço;

γ é a densidade do maciço;

H é a profundidade de sobrecarga (distância entre a superfície e o centro da tuneladora);

η é a relação de abertura da cabeça de corte;

k_q é um coeficiente de redução relacionado à área de cisalhamento;

τ é o módulo cisalhante do solo;

W_c é a espessura da cabeça de corte;

D_b é o diâmetro das barras misturadoras;

L_b é o comprimento das barras misturadoras;

f_b é o atrito existente entre a mistura de solo e as barras misturadoras;

R_b é a distância entre as barras misturadoras e o centro da tuneladora; e

n_b é a quantidade de barras misturadoras.

É importante destacar que esta é uma proposta de modelo, que ainda está em fase de consolidação. Por conta da incerteza geológica existente quando se faz uma obra geotécnica, não há uma metodologia robusta que seja aplicável para todas as situações. Godinez *et al.* (2015), por exemplo, analisou os dados da escavação do metrô de Seattle, e chegou à conclusão que para aquele caso a metodologia de Shi superestimou os valores do torque em 50%, em alguns casos chegando a 500%. Logo, pode-se concluir que este é um modelo que serve como base para os calculistas, mas deve ser adaptado para cada situação, e verificado pela instrumentação durante a fase da construção.

3.6.4 DIMENSIONAMENTO DOS ANÉIS DO SISTEMA DE SUPORTE

Em *Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining*, do Grupo de Trabalho N° 2 do ITA (2000a), foi desenvolvido um processo para dimensionamento de segmentos de concreto pré-moldado:

- Passo 1: Definição dos parâmetros geométricos, tais como alinhamento do túnel, diâmetro dos anéis, espessura dos segmentos, largura média do anel, sistema construtivo do segmento e conexão das juntas;

- Passo 2: Determinação dos dados geotécnicos, tais como gravidade específica, coesão não confinada e coesão efetiva, ângulo de atrito não confinado e efetivo, módulo de elasticidade, módulo de deformação, coeficiente de empuxo no repouso (k_0);
- Passo 3: Seleção das seções críticas a partir de particularidades como sobrecarga, carregamentos na superfície, água percolante e estruturas adjacentes;
- Passo 4: Determinação dos dados mecânicos da TBM, como pressão total advinda da aplicação do torque pelos macacos, número de macacos, número de pés, geometria dos pés, pressão advinda da aplicação de *graute* e espaço para instalação;
- Passo 5: Definição das propriedades dos materiais como classe do concreto, tensão de compressão, módulo de elasticidade, tipo de roda, força elástica, tipo de junta, espessura da junta, capacidade elástica e espaçamento limite;
- Passo 6: Dimensionamento dos carregamentos. Além dos carregamentos já apresentados anteriormente, também devem ser considerados carregamentos internos, carregamentos gerados na fase de construção do túnel e possíveis efeitos de terremotos. Por fim, podem existir carregamentos extraordinários, como, por exemplo, influência de túneis vizinhos ou do processo de adensamento do maciço.;
- Passo 7: Cálculo dos esforços atuantes: Simulação das condições tridimensionais por modelagem computacional a partir de condições bidimensionais, podendo esta ser realizada de duas formas:
 - Modelo analítico: a partir de formulações que estejam em consonância com as normativas vigentes em cada país e com superposição de alguns carregamentos de projeto;
 - Modelo numérico a partir de programas computacionais que utilizam o Método dos Elementos Finitos com leis constituintes dos materiais de acordo com as normativas vigentes a fim de chegar a esforços e deformações que se comportem sob o regime elasto-plástico de comportamento, tornando possível simulações dos estágios mais esmiuçados da construção;
- Passo 8: Resultados computacionais: extraídos dos modelos criados para realizar a análise da estrutura, com dados como momentos fletores e deflexões, esforços normais e de cisalhamento, além de definição dos carregamentos de projeto e, por conseguinte, a armação dos segmentos.

3.6.4.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES

O cálculo estrutural da seção transversal do túnel deve ser realizado, conforme apresentado na Figura 3.25, para as seguintes seções críticas:

- Seção com a cobertura mais profunda;
- Seção com a cobertura mais rasa;
- Seção com o maior nível d'água;
- Seção com o menor nível d'água;
- Seção com a maior sobrecarga;
- Seção com cargas excêntricas;
- Seção com superfície não nivelada;
- Seção com um túnel adjacente já construído ou em planejamento de construção.

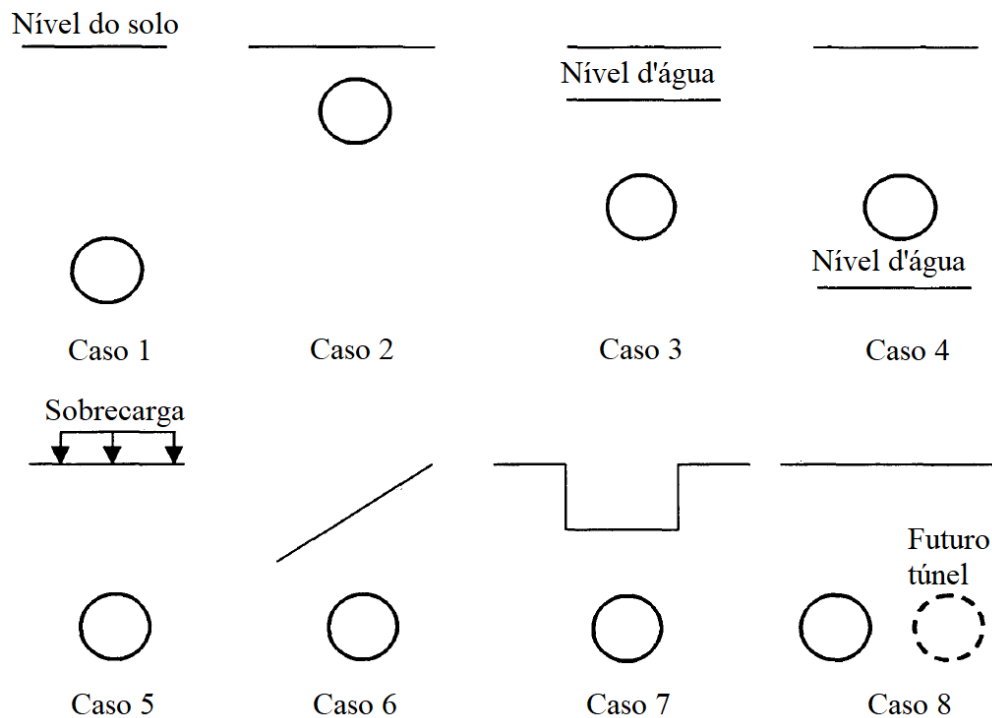


Figura 3.25 – Seções críticas (Modificada – ITA, 2000a).

Os esforços (momento, força normal e força cortante) podem ser avaliados, como dito anteriormente, por meio de modelos computacionais ou analíticos. Em *Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining*, do Grupo de Trabalho N° 2 do ITA (2000a), são apresentados diferentes modelos, tanto analíticos como computacionais, como pode ser observado da Figura 3.26.

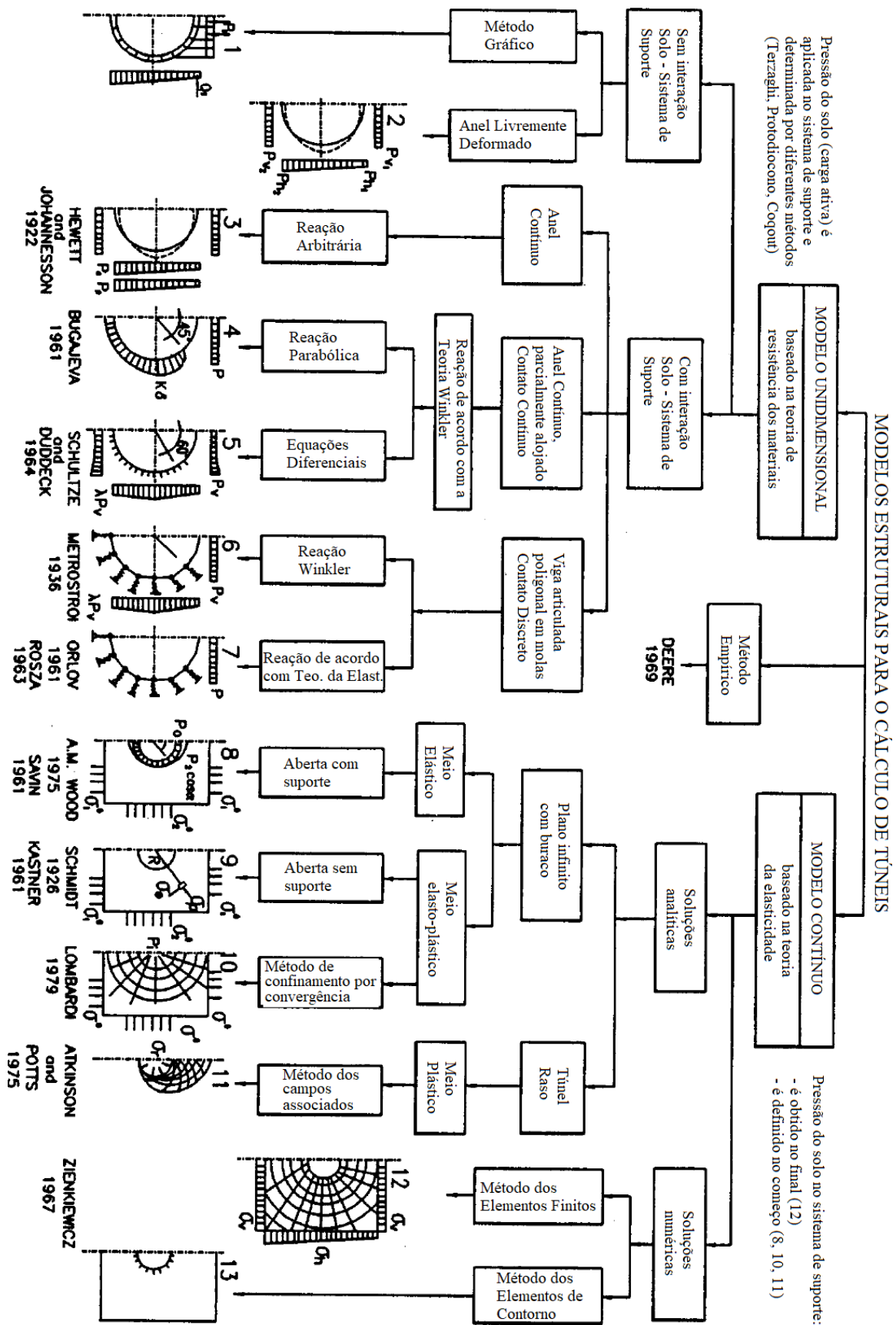


Figura 3.26 – Modelos estruturais para o cálculo de túneis (Modificada – ITA, 2000a).

Em sua maioria, modelos analíticos são limitados. Eles funcionam bem para a obtenção da ordem de grandeza dos esforços atuantes, de forma que o calculista possa estimar um dimensionamento inicial para o sistema de suporte. Posteriormente, métodos computacionais mais avançados devem ser utilizados para realizar a conferência e, se necessário, o ajuste no sistema de suporte proposto.

3.6.4.2 ANÁLISE DO FATOR DE SEGURANÇA

Após o cálculo dos esforços, o fator de segurança das seções mais críticas deve ser verificado. A relação entre a capacidade axial e a capacidade de flexão de projeto das seções transversais dos membros submetidos a carga axial e momento fletor é descrita pela curva apresentada na Figura 3.27.

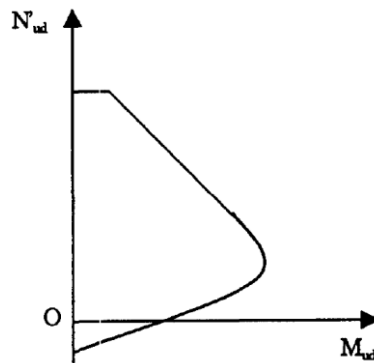


Figura 3.27 – Relação entre capacidade axial de flexão de projeto (Modificada – ITA, 2000a).

Portanto, a segurança de uma combinação de força normal N e momento fletor M é avaliada conferindo se o ponto (M_d, N_d) está localizado dentro da curva (M_{ud}, N_{ud}) . De forma simplificada, o fator de segurança pode ser verificado da seguinte forma (Reis, 2017):

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot y}{I} \quad (3.20)$$

Onde:

σ é a tensão no sistema de suporte;

A é a área da seção transversal do sistema de suporte;

N é a força normal;

M é o momento fletor;

y é a distância da linha neutra até o extremo do sistema de suporte;

I é o momento de inércia de um metro do sistema de suporte.

Levando em consideração a norma de estruturas de concreto NBR 6118/2014, os carregamentos devem ser majorados por um fator de 1,4, e as resistências devem ser reduzidas também por um fator de 1,4, o que resulta num fator de segurança global equivalente de aproximadamente 2. Nesse trabalho o fator de segurança será determinado comparando a tensão calculada no sistema com a resistência à compressão do concreto utilizado, que vale 35 MPa.

Dessa forma, o calculista pode projetar a espessura dos anéis do sistema de suporte de forma a atingir o fator de segurança desejado.

4. ÁREA DE ESTUDO – METRÔ DO DF

Neste capítulo é apresentado o metrô de Brasília, com suas linhas existentes e previsões de expansões. Em seguida são discutidas as características regionais de geologia de engenharia e geotécnicas da área de estudo. Com base nas características apresentadas, sugere-se um traçado para o trecho Asa Norte. Por fim, apresenta-se o método construtivo utilizado na escavação do trecho Asa Sul e sugere-se um novo método para o trecho Asa Norte.

4.1 METRÔ NO DISTRITO FEDERAL

Atualmente, o metrô de Brasília é composto por duas linhas, que totalizam 42,38 km de extensão, sendo 12 km em túneis (na região do Plano Piloto, em parte no Guará, Águas Claras e Taguatinga), e o restante em superfície. Há um total de 24 estações em funcionamento, três em construção, e uma frota de 32 trens, que transportam uma média de 175 mil pessoas por dia. Essas linhas conectam a rodoviária, Asa Sul, Setor Policial Sul, Estrada Parque Indústria e Abastecimento (EPIA), Guará, Park Way, Águas Claras, Taguatinga, Ceilândia e Samambaia (Metrô DF, 2020 e Metrôpoles, 2020).

Ao final de 2019 a Companhia do Metropolitano do Distrito Federal (Metrô-DF) concluiu os estudos de demanda por transporte público na área central de Brasília. Eles complementam os projetos de expansão da primeira etapa, estendendo os trilhos em Ceilândia e Samambaia, além da Asa Norte, com um total de cinco novas estações: a Galeria do Trabalhador, na Asa Norte, duas em Ceilândia e duas em Samambaia. Em um segundo momento serão realizados os estudos relacionados aos projetos de expansão da segunda etapa, que preveem a continuação da linha ao longo da Asa Norte, com a criação do Terminal Asa Norte, onde será feita a integração do metrô com outros sistemas modais que chegam da parte norte da cidade. As linhas existentes e expansões previstas são apresentadas nas Figuras 4.1 e 4.2.

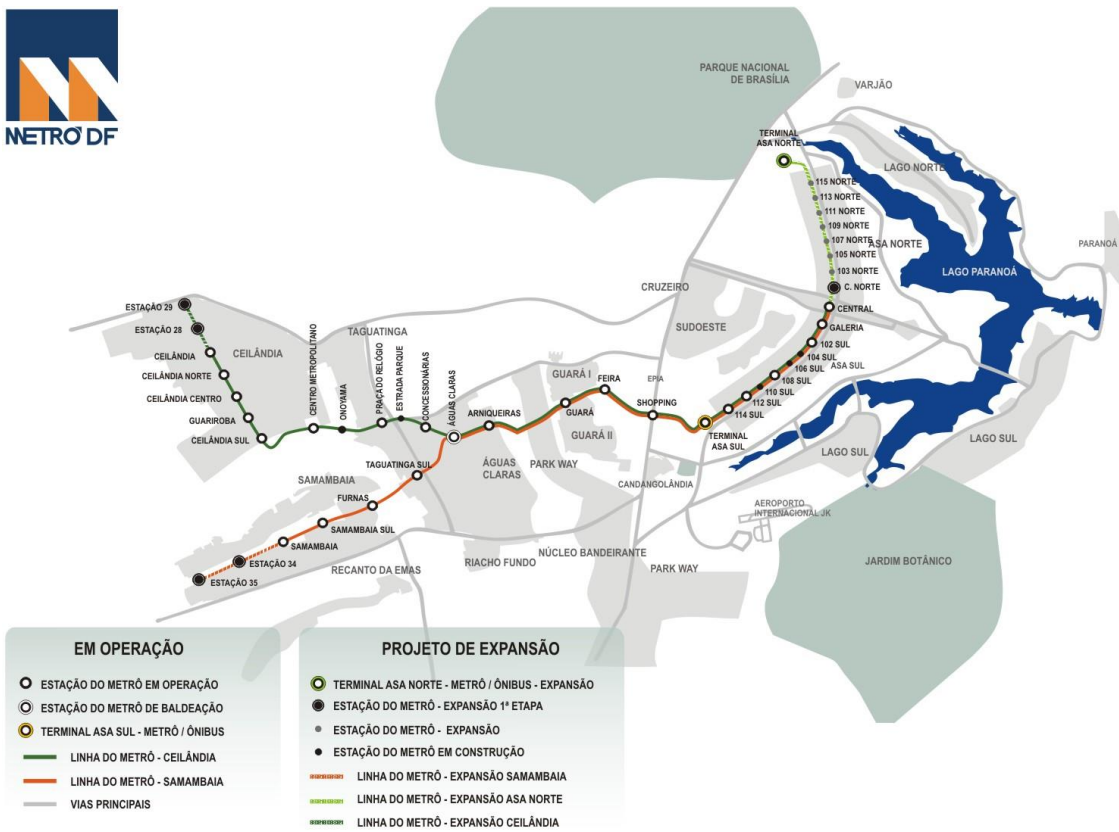


Figura 4.1 - Linha do metrô de Brasília atual e propostas de expansão (Metrô DF, 2020).

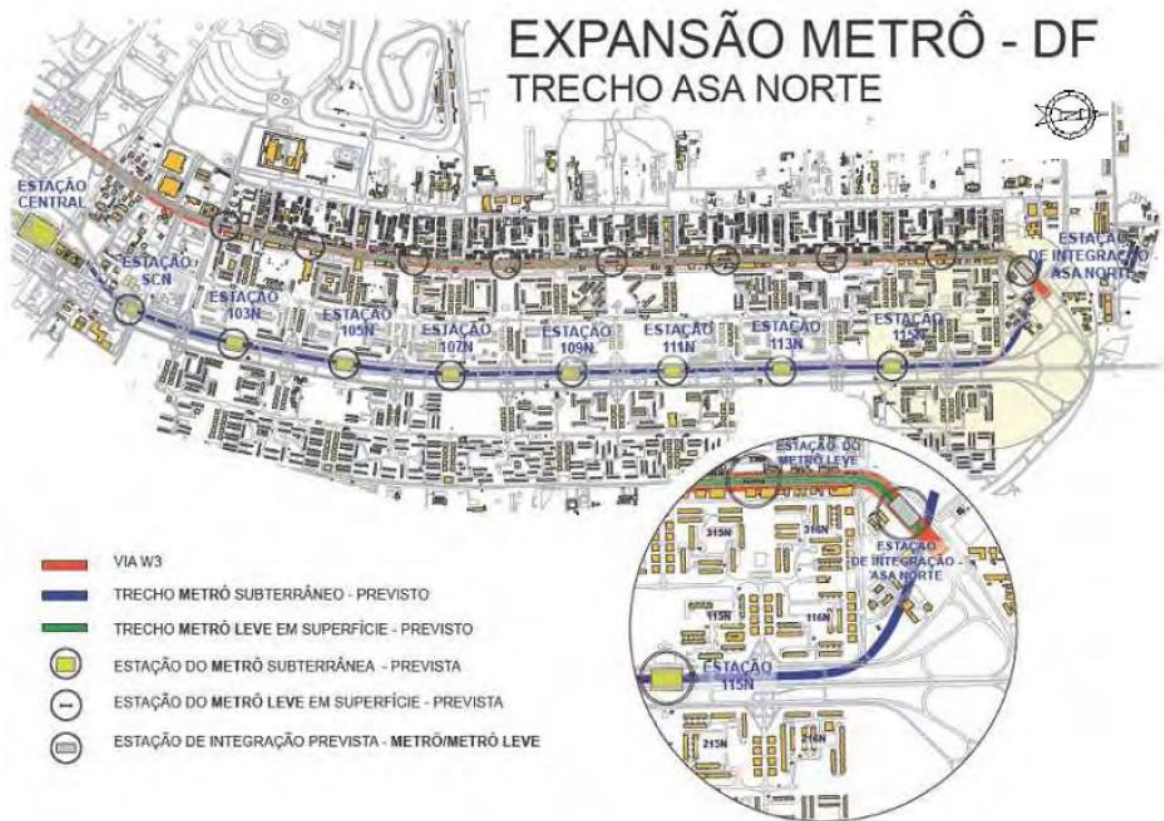


Figura 4.2 – Metrô – Expansão Asa Norte (Alves, 2009).

Nesse estudo será analisada a expansão do metrô ao longo do trecho Asa Norte, apresentado na Figura 4.2. Para isso, o primeiro passo é conhecer a distribuição espacial dos materiais com diferentes propriedades geotécnicas ao longo do trecho proposto, permitindo assim que seja feito um dimensionamento mais adequado, de modo a garantir menor custo e tempo de execução.

4.2 CARACTERÍSTICAS REGIONAIS DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA DA ÁREA DE ESTUDO

Os estratos rochosos do Distrito Federal pertencem a duas formações geológicas principais denominadas de Grupo Canastra e Grupo Paranoá. A maior parte do DF é ocupada pelo Grupo Paranoá, sendo precisamente neste domínio geológico onde está localizada a área de estudo. Este grupo atinge uma espessura de aproximadamente 500 m, sendo constituído pela alternância de metassedimentos, detríticos, com associações argilo-carbonatadas, apresentando no topo características de deposição numa plataforma marinha (Blanco, 1995). A Figura 4.3 apresenta o mapa geológico do DF.

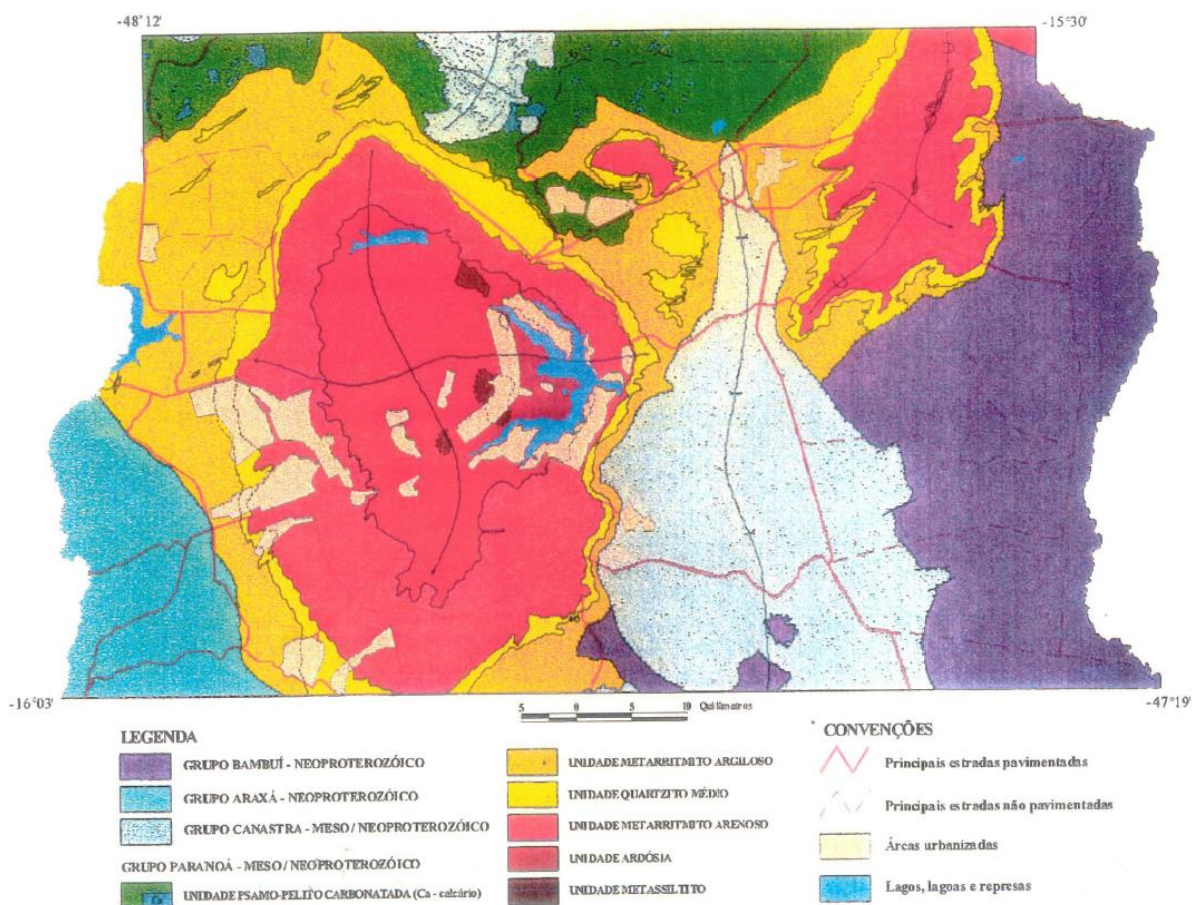


Figura 4.3 – Mapa geológico do Distrito Federal (Martins, 2000).

O Grupo Paranoá é dividido em cinco unidades deposicionais referidas da base para o topo por (Blanco, 1995):

- Unidade A – Ardósias: possui mais de 50 m de espessura, constituída por ardósias roxas e vermelhas, com intercalações subordinadas de quartzitos e metassiltitos;
- Unidade B – Metarritmito inferior (arenoso): mostra grande alternância de camadas arenosas e argilosas, com predomínio da primeira. Apresenta intercalações de quartzitos, metassiltitos e localmente, metargilitos. Possui uma espessura de cerca de 150 m;
- Unidade C – Quartzitos: possui em torno de 50 m de espessura e apresenta localmente leitos de granulometria grossa, constituída de quartzo. Esta unidade sustenta as principais chapadas do DF;
- Unidade D – Metarritmito superior (argiloso): possui cerca de 100 m de espessura, constituída por intercalações de metassiltitos, metargilitos e por vezes, quartzitos;
- Unidade E – Argilo-Carbonatados: possui cerca de 150 m de espessura e é representada por intercalações de ardósias, metassiltitos, quartzitos e lentes de calcário/dolomito.

Geologicamente, os horizontes de solo, aqui denominados de camadas de solo, foram classificados por meio da proposta de Martins (2000) que sugere um perfil laterítico completo, apresentado na Figura 4.4. A quantidade de horizontes e o nível de diferenciação dependem do grau de evolução do perfil e do tipo litológico da rocha-mãe.

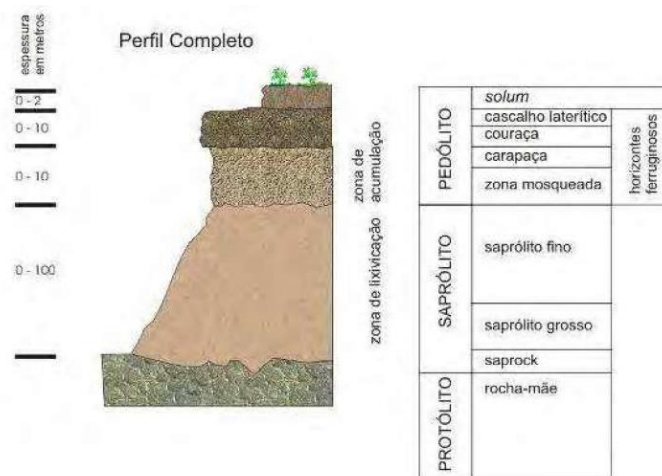


Figura 4.4 – Esquema do perfil completo de solo (Martins, 2000).

As principais características dos horizontes lateríticos são, da base para o topo:

- Rocha-mãe ou Protólito: Caracterizada pela ausência de feições de intemperismo;
- *Saprock*: em geral, ocorre uma transição entre a rocha-mãe e o saprólito, por meio de fragmentos de rocha fresca imersos em matriz intemperizada. Essas características indicam

um intemperismo diferencial em função da organização dos materiais (estrutura, textura e trama) e da composição mineralógica. O limite de diferenciação entre essa transição e o saprólito grosso é tênue. Pode ser definida empregando a proporção entre os materiais frescos e intemperizado, ou seja, se o primeiro domina sobre o segundo, caracteriza-se o *saprock*, e o inverso, o saprólito grosso;

- Saprólito (espessura de até 100 m): pode ser subdividido em saprólito fino ou argiloso e saprólito grosso ou arenoso, apesar desta terminologia não representar a textura real do material. O saprólito fino também é designado de zona pálida, por sua cor geralmente branca a creme, em função do empobrecimento em Fe. O saprólito grosso caracteriza-se por apresentar porções preservadas da rocha-mãe; posiciona-se próximo ao contato com a rocha mãe ou com o *saprock*;
- Horizontes ferruginosos: envolvem um ou mais horizontes, diferenciados pelo grau de endurecimento de feições pedológicas resultantes do enriquecimento de oxi-hidróxidos de Fe e subsidiariamente de Al. Constituem horizontes ferruginosos:
 - Zona mosqueada ou horizonte mosqueado (espessura até 5 m): horizonte com a presença de concentrações de oxi-hidróxidos de Fe. É um horizonte mal drenado. Pode ser considerado o horizonte intermediário entre o saprólito e os superiores;
 - Carapaça (espessura até 5 m): caracteriza-se por ser transicional entre o horizonte de couraça e a zona mosqueada. Apresenta características físicas e químicas intermediárias entre estes dois horizontes;
 - Couraça ou duricrosta (espessura até 5 m): Constitui um horizonte de acumulação, relativa e/ou absoluta, de Fe e Al. A acumulação relativa é causada pela lixiviação seletiva da sílica e bases. A acumulação absoluta deve-se à concentração de Fe mobilizado de outros horizontes;
 - Cascalho laterítico (espessura até 5 m): horizonte formado pela degradação de outros horizontes ferruginosos, enriquecidos em feições pedológicas endurecidas e soltas.
- *Solum* e *Pedon* (espessura até 15 m): material superior do perfil e que pode ser residual ou não. Caracteriza-se por ser inconsolidado e apresentar estruturas formadas pela intensa atividade biológica, individualizando os horizontes A e B da classificação morfo-genética de solos. Designado como *solum*, quando observado em nível de perfil, e de *pedon*, quando caracterizado em três dimensões.

Esta descrição é ideal e raramente são observados todos os horizontes num mesmo perfil, ou mesmo em topossequência. Os perfis são geralmente truncados, com predominância de um ou mais horizontes, como mostra a Figura 4.5. O processo de redução e truncamento dos perfis geralmente está associado com mudanças nas condições morfohidrológicas durante a evolução do ambiente, sobretudo no aumento da velocidade de denudação física do perfil, em vertentes mais íngremes. Dessa forma, esses processos superimpostos produzem variações faciológicas dos horizontes nos solos lateríticos (Martins, 2000).

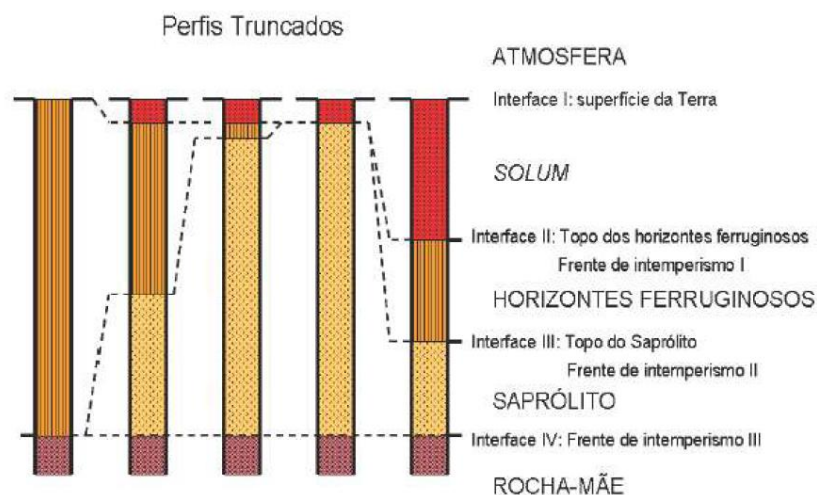


Figura 4.5 – Esquema do perfil truncado de solo (Martins, 2000).

Segundo Camapum de Carvalho e Mortari (1994), no Distrito Federal, as obras subterrâneas rasas geralmente se localizam em horizontes de solos colapsíveis, argilosos e de cor vermelha e vermelha amarelada, denominados como argila porosa. Esse termo é utilizado para denominar todo o solo encontrado na região caracterizado por solos finos e de alta porosidade, devido ao elevado índice de vazios, e a sua origem relacionada a material transportado de outra região. Martins *et al.* (1994), mostram que a camada de argila porosa, na realidade corresponde ao horizonte de *solum* dos latossolos da região.

A categoria dos saprólitos (saprólitos areno-silto-argilosos) representa os materiais associados aos solos pouco desenvolvidos, onde o processo de alteração atua numa condição de alta taxa de remoção do material alterado por processos erosivos, com contínuo e expressivo desenvolvimento do manto de alteração, ao longo do substrato rochoso, e insignificante parcela superficial de formação de solos. São solos residuais formados pela alteração da rocha que se encontra abaixo deles (Carneiro, 1999).

Blanco (1995) descreve a geologia da porção escavada para o metrô de Brasília, na região da Asa Sul, onde define o perfil geotécnico, apresentado na Figura 4.6. Como resultado deste trabalho pode-se descrever a geologia de engenharia da Asa Sul como:

- Argila porosa: constituída por uma argila arenosa, apresentando, localmente, níveis ricos em fragmentos de laterita e quartzo. É considerada porosa por apresentar alto índice de vazios, ou porosidade elevada. Constitui-se num material muito mole a mole com índice de resistência à penetração de 1 a 6 golpes e espessura variando de poucos metros a 40 m. É um material insaturado e colapsível, apresentando um nível d'água elevado apenas na parte extrema da Asa Sul.
- Ardósia, metarritmito arenoso e seus saprólitos: o saprólito da ardósia é um silte argiloso, marrom avermelhado, de consistência média a dura e espessura superior a 100 m, que perde a capacidade de suporte quando desconfinado na presença de água. É fortemente estruturado com direções proeminentes de clivagens. A areia fina a média siltosa a pouco siltosa variegada é resultado do intemperismo do metarritmito arenoso. Esta areia é fofo a muito compacta e apresenta-se localmente friável devido a um lixiviamento do seu cimento. Devem-se tomar alguns cuidados com este material quando ele for escavado. Ocorrem, ainda, no metarritmito blocos de quartzito silicificado, de pequenas dimensões que dificultam escavações, sendo que ele pode ocorrer envolto em material fofo, trazendo, assim, sérios problemas para fundações apoiadas diretamente nele.

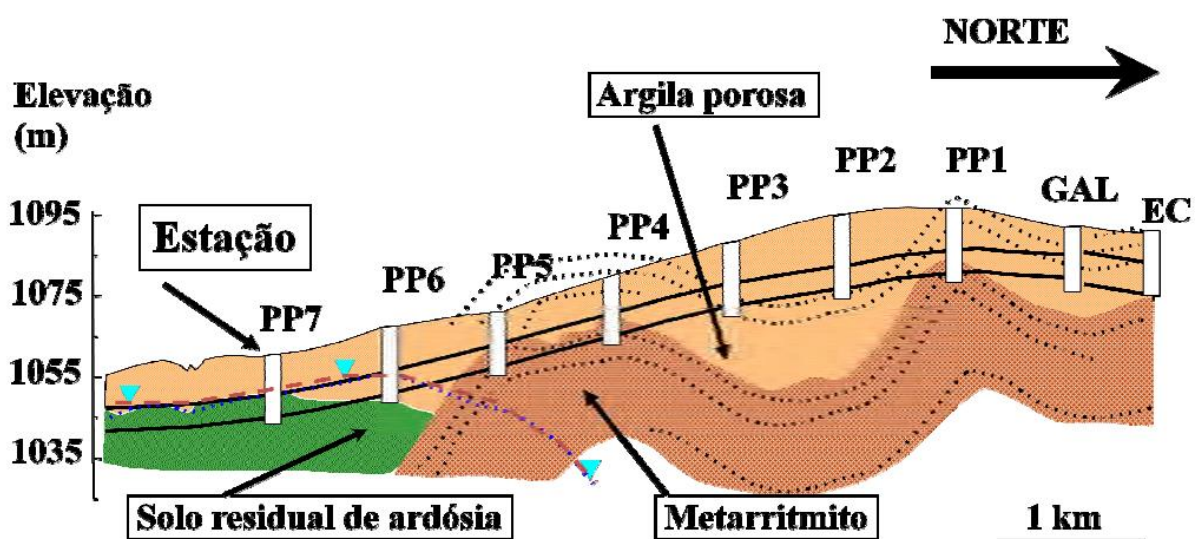


Figura 4.6 – Modelo proposto para a geologia da Asa Sul (Blanco, 1995).

Oliveira (1996) fez o mapeamento geotécnico da Asa Sul – Brasília e resumiu os solos encontrados em quatro tipos predominantes:

- Argila siltosa: é uma camada contínua em toda a área, e se encontra sobre outras três. Para esta camada que é superficial a espessura é bastante variada, indo desde 2 m até mais de 30 m, com predomínio de 12 a 20 m. A profundidade máxima que se pode encontrar essa camada é de 3 m, quando ela ocorre sob a argila siltosa contendo matéria orgânica e sob aterro. Está inserida nas duas faixas (baixa e média) de Nspt, com valores entre 0 a 4 e 5 a 15, respectivamente. A faixa média é predominante.
- Argila siltosa contendo concreções lateríticas: ocorre sempre sob a argila siltosa, mas não é contínua em toda a área. A espessura é de 0,5 a 11 m, com profundidade variando de 2 a mais de 30 m. Está inserida nas três faixas de Nspt, mas com predomínio das faixas médio e alto.
- Silte argiloso: a sua espessura é indeterminada por estar em função das profundidades das sondagens. As profundidades que se encontram este tipo de solo são bastante variadas, indo desde 5 até mais de 30 m. Está englobado nas faixas de Nspt média e altas, mas com grande predomínio da faixa alta.
- Areia siltosa: para esta camada, também, a espessura é indeterminada devido à dependência com a profundidade das sondagens. As profundidades possíveis de encontrá-la são de 5 a mais de 30 m. Igualmente como o silte argiloso, está dentro das faixas de Nspt média e alta com predomínio da faixa alta.

Ainda segundo Oliveira (1996) o nível d'água na Asa Sul ocorre desde os 5 até os 27 m, com um pico em 13 e outro em 18 m, sendo que no período chuvoso o mesmo ocorre nesse intervalo, enquanto que para o seco, somente é possível encontrá-lo desde os 6 até os 19 m.

4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO

Alves (2009) realizou a caracterização geotécnica do subsolo do Plano Piloto de Brasília, com foco no Eixinho Norte W, onde, de acordo com o Governo do Distrito Federal (GDF), será construído o metrô subterrâneo - extensão Asa Norte. Essa caracterização foi executada a partir de um banco de dados digital existente no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Para isso foi feita a checagem e a atualização desse banco de dados totalizando 1785 sondagens de simples reconhecimento, do tipo SPT (*Standard Penetration Test*), com a utilização do programa Spring 4.3.3 para a manipulação e a espacialização 2D. Como resultados obtiveram-se mapas hipsométricos, com identificação de seções de interesse apresentados nas Figuras 4.7, 4.8 e 4.9, e gráficos 2D dessas seções de interesse com destaque para camadas de solos e Nspt.

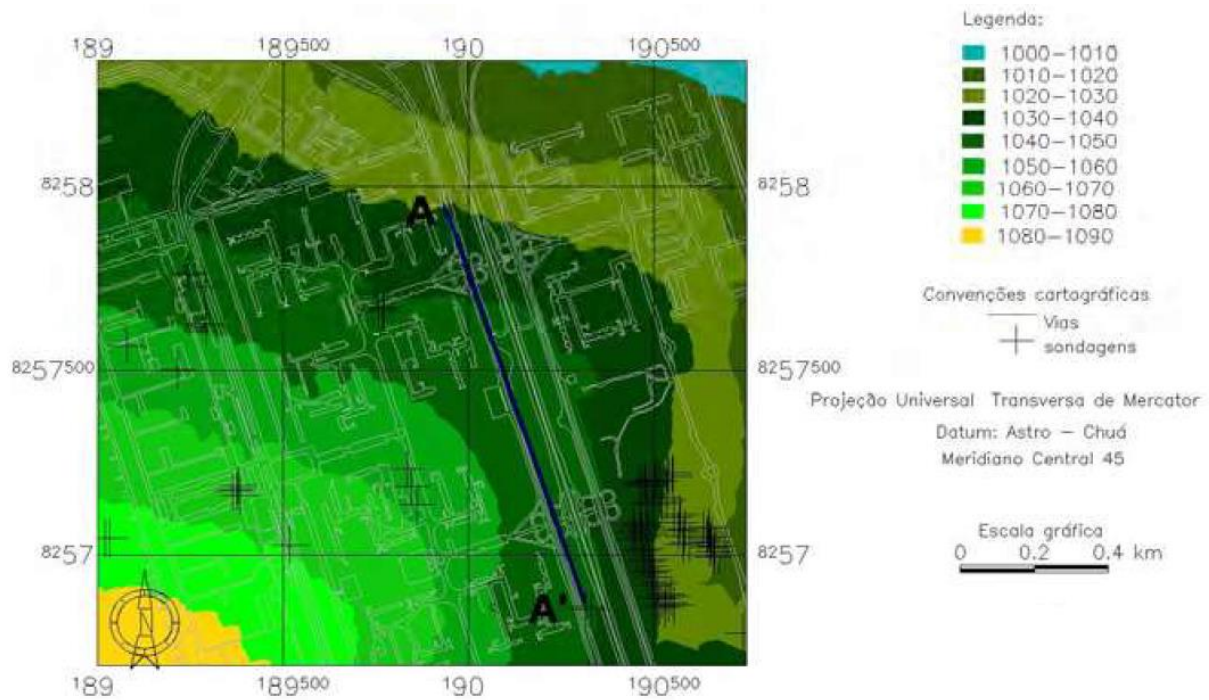


Figura 4.7 – Carta hipsométrica, com localização de seção de interesse 1: Eixo Rodoviário Norte – 116/113 (Alves, 2009).

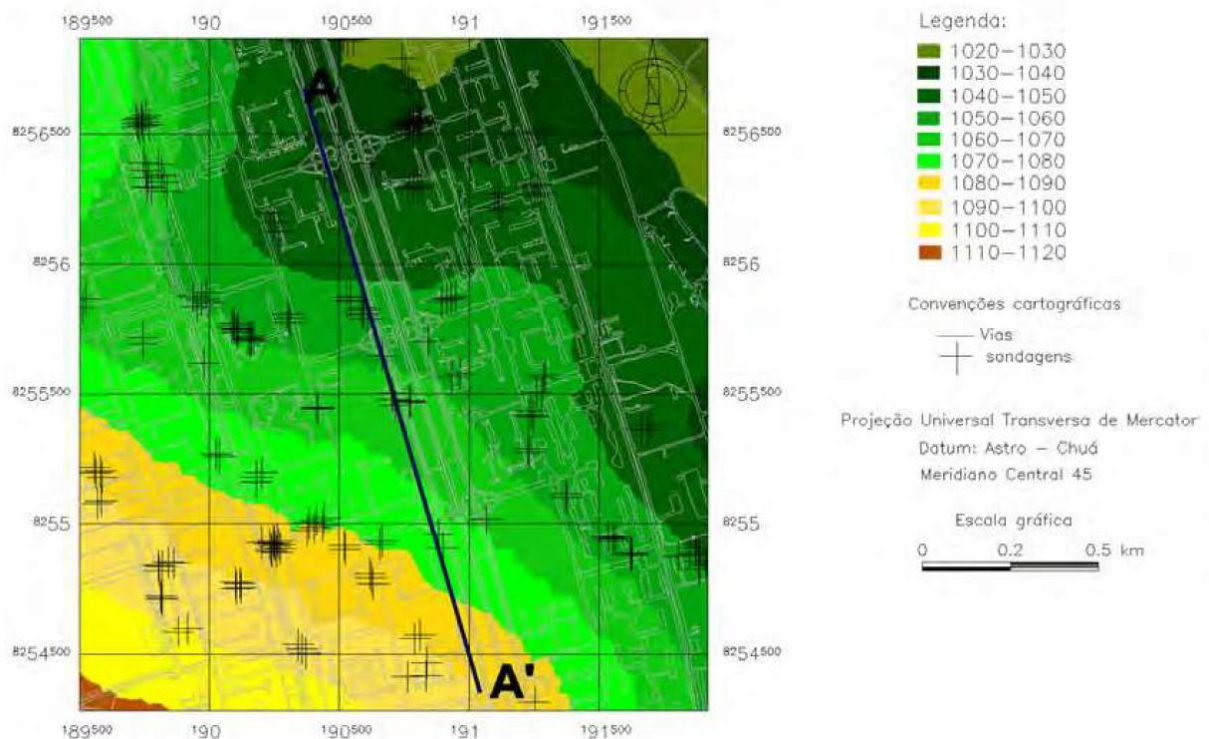


Figura 4.8 – Carta hipsométrica, com localização de seção de interesse 2: Eixo Rodoviário Norte – 112/106 (Alves, 2009).

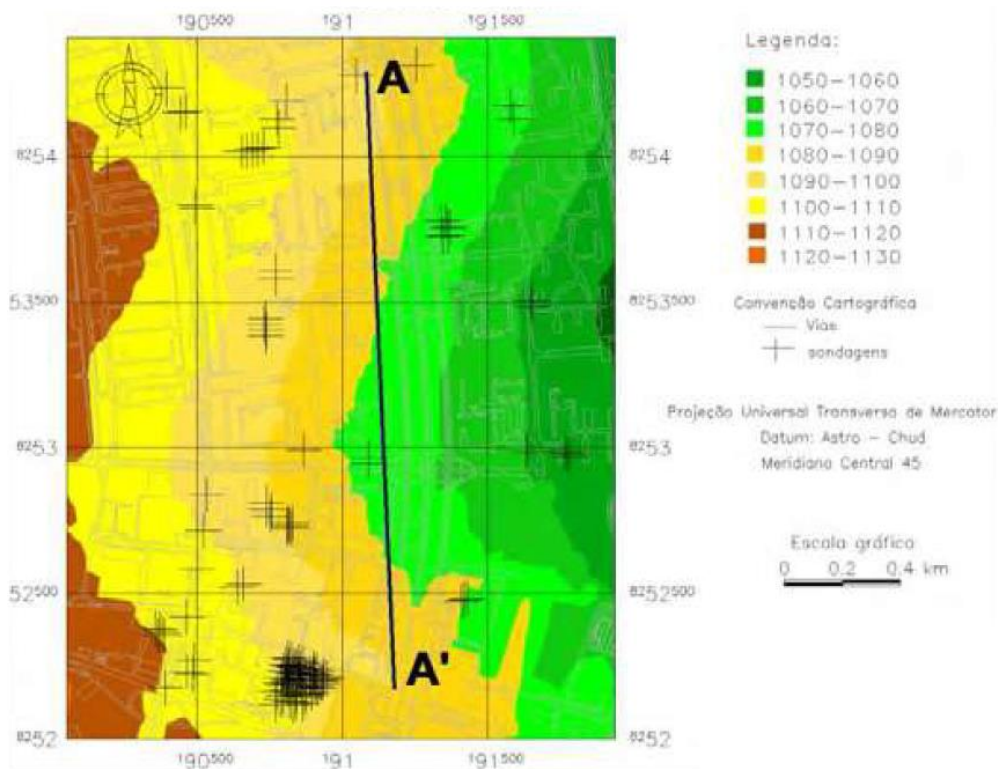


Figura 4.9 – Carta hipsométrica, com localização de seção de interesse 3: Eixo Rodoviário Norte – 105/102 (Alves, 2009).

A partir dos gráficos relativos às camadas de solos e ao Nspt para as seções de interesse desenvolvidos por Alves (2009), foi elaborado um gráfico único, que representasse o trecho completo da expansão do metrô para a Asa Norte, onde o comprimento 0 representa o Eixo Rodoviário Norte próximo à quadra 116. Esse gráfico é apresentado na Figura 4.10. Vale destacar que o nível d'água apresentado é relativo ao período chuvoso, para que a análise seja feita a favor da segurança.

Nota-se que os valores de Nspt apresentados na Figura 4.10 em (a) são compatíveis com as camadas de solo apresentadas em (b): em regiões onde há um afloramento da zona ferruginosa, são encontrados valores mais elevados de Nspt, enquanto que onde há uma predominância do pedólito, esses valores são mais baixos.

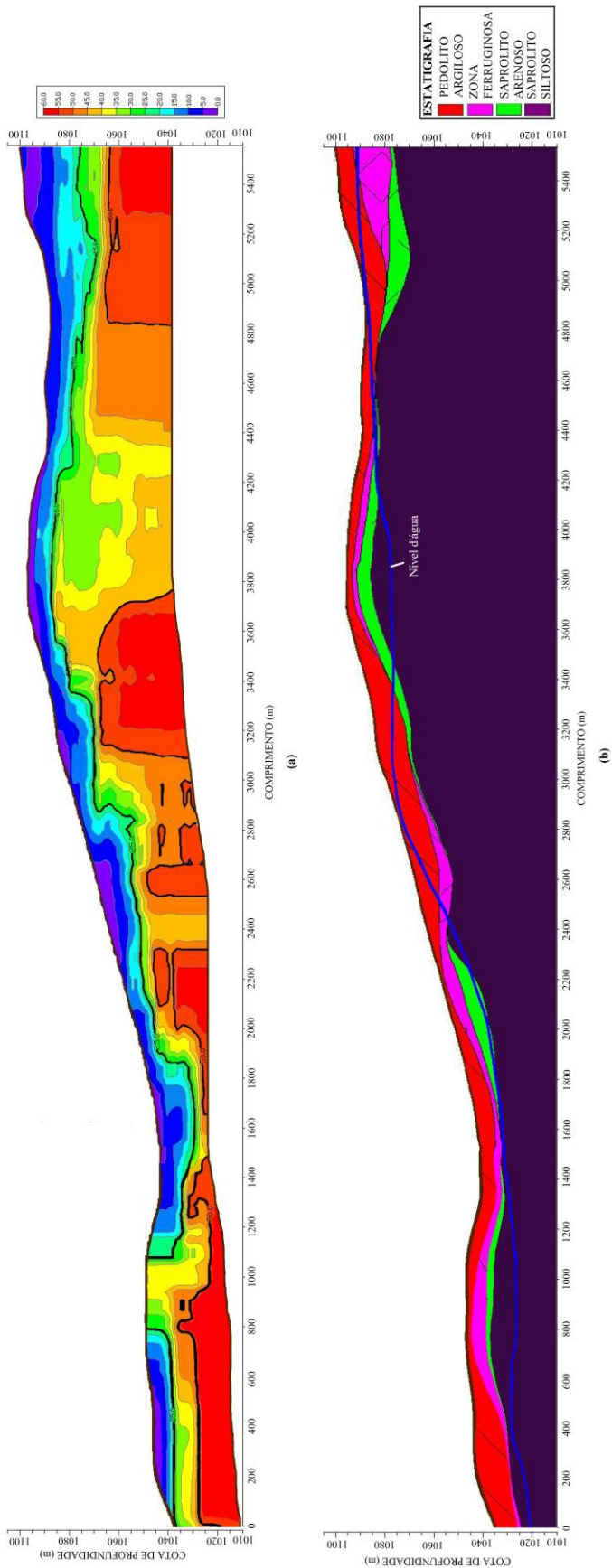


Figura 4.10 – Expansão do metrô para a Asa Norte, mostrando (a) níveis de N_{spt} e (b) as camadas de solo e o nível d'água, com exagero vertical de 10 (Modificado – Alves, 2009).

4.4 TRAÇADO SUGERIDO

Uma vez tendo a caracterização geotécnica da área de estudo, o próximo passo é realizar o traçado do metrô ao longo do perfil apresentado na Figura 4.11. Para isso, algumas premissas foram adotadas. Como pode ser observado na Figura 4.6, a parte superior do metrô na estação central se encontra aproximadamente na cota 1085. Logo, esse será o ponto de partida para a elaboração do traçado. As estações foram distribuídas de acordo com o apresentado na Figura 4.2. O diâmetro adotado foi de 10 m, valor padrão para túneis construídos para a operacionalização de um sistema de metrô.

A cobertura ideal a ser buscada ao longo de todo o trecho é de 15 m, com o limite inferior sendo de 10 m e o superior de 20 m. O limite inferior é estabelecido para que sempre haja uma cobertura suficiente, reduzindo assim a possibilidade de ruptura do teto do túnel. Já o limite superior é estabelecido para que as estações não fiquem muito profundas, o que dificultaria assim a sua construção, operação e manutenção.

O traçado sugerido é apresentado na Figura 4.11. A maior parte da escavação se encontra na camada de saprólito silteoso, região onde o maciço possui valores mais elevados de resistência. Apenas na extremidade direita que as camadas de saprólito arenoso e zona ferruginosa são atravessadas, numa região de aproximadamente 800 m. Outro fator relevante é que, no período chuvoso, o túnel se encontra inteiramente abaixo do nível d'água. O comprimento total da escavação projetada é de aproximadamente 5,7 km.

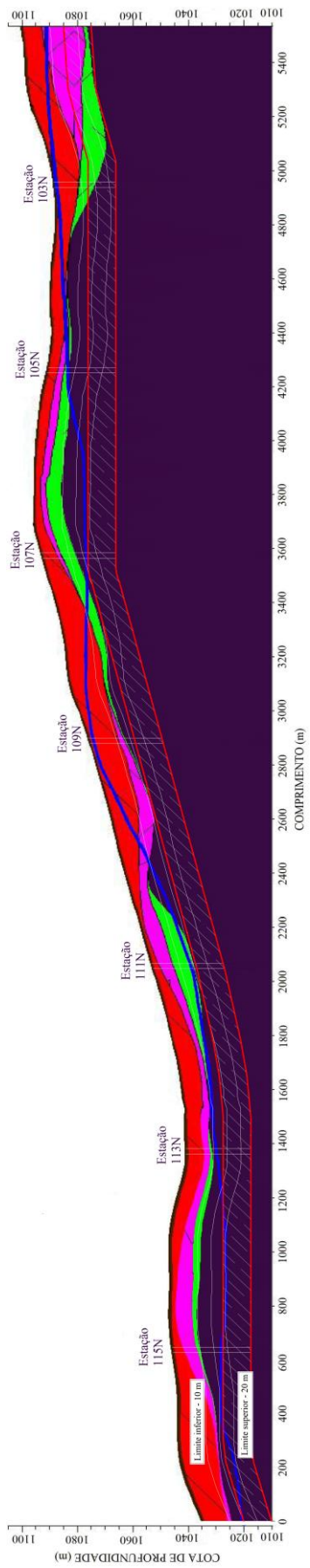


Figura 4.11 – Traçado sugerido.

4.5 MÉTODO CONSTRUTIVO

Nesta seção, é apresentado o processo construtivo utilizado na escavação do trecho Asa Sul do metrô de Brasília. Este processo é comparado com o método proposto para o trecho Asa Norte, com a utilização da tuneladora. Por fim, é realizado um pré-dimensionamento desta tuneladora.

4.5.1 PROCESSO CONSTRUTIVO DO TRECHO ASA SUL

Os 7,2 km de extensão do túnel da Asa Sul do Metrô/DF foram escavados de forma convencional, com base no método do NATM, sendo a sequência de escavação e colocação da estrutura de suporte inicial prevista no projeto apresentada na Figura 4.12. Foram utilizadas quatro sequências construtivas diferentes, sendo a escolha feita de acordo com as condições geotécnicas do maciço existente adiante da frente de escavação, da presença de estruturas sensíveis situadas na superfície e subsuperfície do terreno, da presença do lençol freático, entre outros aspectos. O diâmetro da seção utilizado foi de aproximadamente 10 m (Teixeira, 1994).

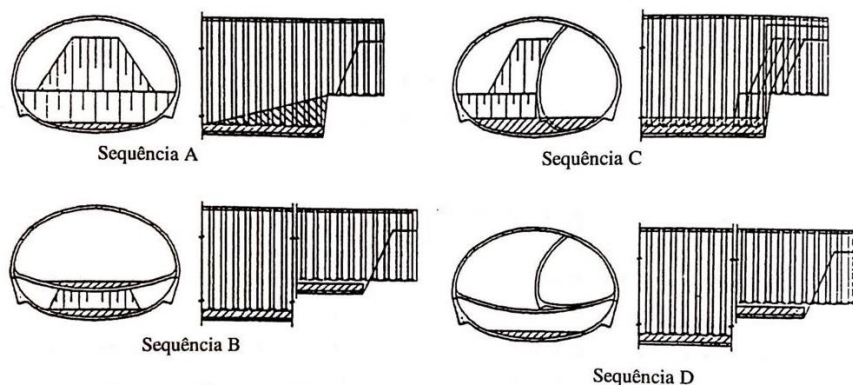


Figura 4.12 – Sequências construtivas utilizadas no túnel da Asa Sul (Negro, 1998).

As sequências mais utilizadas foram a A e a B, enquanto a C e a D foram escolhidas pontualmente, em zonas onde era necessário ter um maior cuidado no controle das deformações induzidas pela escavação. No caso particular da sequência A, por exemplo, para cada ciclo de avanço a escavação da calota era feita em avanços de 1,2 m, eventualmente deixando um núcleo central que funcionava de apoio à frente de escavação. Depois de cada etapa era colocada imediatamente uma cambota metálica e executada a primeira camada de concreto projetado (suporte primário) com 21 cm de espessura, com o objetivo de evitar perdas de solo e reduzir as deformações. Seguidamente procedia-se à escavação da bancada, geralmente após cada dois avanços da calota, o que permitia uma maior área de trabalho, fechando-se posteriormente o

arco invertido definitivo, completando-se, deste modo, a estrutura de suporte primário. No final procedeu-se à execução da estrutura de suporte definitiva, o qual foi executado com uma espessura de 19 cm, com duas camadas de malha eletro soldadas incorporadas, sendo o coroamento executado em concreto projetado e os hateais e o arco invertido (*invert*) em concreto moldado (Marques, 2006).

Também foi necessário realizar o rebaixamento do lençol freático em alguns pontos onde este se encontrava na zona de escavação. Esse rebaixamento foi realizado de três formas diferentes: rebaixamento externo, drenagem interna com dreno no arco invertido permanente (AIP) e ponteiros eventuais na bancada e drenagem interna com esgotamento junto à frente. O rebaixamento externo foi executado em poços injetores profundos a vácuo, localizados em pontos fora do túnel. As linhas transversais de poços foram acionadas mantendo a distância de 25 m da frente, sendo o sistema desligado 30 m após a passagem da frente (Marques, 2006).

As escavações tiveram início em setembro de 1992, verificando-se, a partir de uma certa altura, que os trabalhos se desenvolviam em quatorze frentes de ataque, em simultâneo. Deste modo, em cerca de 12 meses de trabalho foi possível realizar aproximadamente 80% do túnel, já com suporte primário colocado. No entrando, problemas de financiamento da obra e a mudança do Governo do Distrito Federal provocaram a interrupção dos trabalhos em outubro de 1994. Apenas dois anos mais tarde, em outubro de 1996, é que foram retomados os trabalhos, com a instalação do suporte definitivo, e em fevereiro de 1997, com a escavação dos trechos de túnel que ainda não estavam escavados (Negro, 1998).

4.5.2 PROPOSTA: PROCESSO CONSTRUTIVO DO TRECHO ASA NORTE

Para o trecho da Asa Norte, sugere-se o uso de uma tuneladora em contraste ao método convencional utilizado na Asa Sul. Como já foi apresentado anteriormente, em túneis com comprimento superior a 4 km, as vantagens de uma escavação por meio de tuneladora costumam superar as suas desvantagens. Entre elas, destaca-se as altas taxas de avanço diário, a precisão do perfil de corte, a minimização do impacto em construções na superfície, o aumento da segurança do trabalho, o baixo impacto ambiental e sonoro, a manutenção no nível do lençol freático e o uso de um sistema de suporte mais eficiente, com fabricação industrial.

O modelo de tuneladora escolhido foi o EPB. Como sua principal característica é a estabilização da face por uma mistura formada pelo próprio solo escavado, seu uso é recomendado em solos com baixa permeabilidade, como argilas e siltes, o que se encaixa com o perfil do maciço que será encontrado ao longo da escavação do trecho em questão.

4.5.2.1 DIMENSIONAMENTO DA TUNELADORA TIPO EPB

Como já foi apresentado anteriormente, para realizar o dimensionamento de uma tuneladora, em especial do seu escudo, deve-se levar em consideração todas as pressões atuantes. Para o trecho em questão, com base nos parâmetros apresentados em Barbosa (2017), serão adotados valores de 18 kN/m^3 para o peso específico não saturado γ e de 19 kN/m^3 para o saturado γ_{sat} , atuando, dessa forma, a favor da segurança. A profundidade do topo do escudo h varia ao longo do trecho. Logo, o limite superior de 20 m será adotado, também em prol da segurança. Como em alguns trechos o nível d'água se encontra na superfície, o valor adotado para h_w também foi de 20 m.

O valor adotado para o módulo cisalhante do solo τ foi de 40 MPa, pois a escavação ocorre em grande parte no saprólito siltoso. Para o carregamento devido a estruturas na superfície, foi utilizado o valor máximo de tensão última de ponta obtido em ensaio realizado no solo de Brasília por Schoueri (2017), de 680 kPa. Já para o cálculo da resistência de pico uniaxial do maciço p_{Sch} , para que fossem obtidos resultados em prol da segurança, foram utilizados os maiores valores de coesão e ângulo de atrito do maciço encontrados em Barbosa (2017). Logo, tem-se:

$$p_{\text{Sch}} = 2 * c * \frac{\cos(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)} = 2 * 15 * \frac{\cos(30^\circ)}{1 - \text{sen}(30^\circ)} = 52 \text{ kPa} \quad (4.1)$$

Para os parâmetros da tuneladora, foram adotados alguns valores da máquina utilizada para a escavação da Linha 5 do metrô de São Paulo, e outros foram estimados. Os valores para as variáveis adotados são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Valores adotados.

| Variável | Simbologia | Valor adotado |
|--|-----------------------|---------------------|
| Profundidade do topo do escudo | h | 20 m |
| Nível d'água acima do topo do escudo | h_w | 20 m |
| Coeficiente de empuxo em repouso do maciço | k_0 | 0,55 |
| Carregamento devido a estruturas na superfície | P_0 | 680 kPa |
| Peso específico não saturado do maciço | γ | 18 kN/m^3 |
| Peso específico saturado do maciço | γ_{sat} | 19 kN/m^3 |
| Peso específico da água | γ_w | 10 kN/m^3 |

| | | |
|---|-----------|--|
| Módulo cisalhante do solo | τ | 40 MPa |
| Resistência de pico uniaxial do maciço | p_{Sch} | 52 kPa |
| Diâmetro do escudo | D_0 | 10 m |
| Comprimento do escudo | l | 12 m |
| Coefficiente de atrito entre o escudo e o maciço | μ | 0,2 |
| Peso próprio do escudo | G_s | 4500 kN |
| Espessura da lâmina | t_l | 0,05 m |
| Quantidade de lâminas | n_l | 50 |
| Relação de abertura da cabeça de corte | η | 39% |
| Coefficiente de redução relacionado à área de cisalhamento | k_q | 1 (valor máximo, em prol da segurança) |
| Espessura da cabeça de corte | W_c | 0,50 m |
| Diâmetro das barras misturadoras | D_b | 0,30 m |
| Comprimento das barras misturadoras | L_b | 0,50 m |
| Atrito existente entre a mistura de solo e as barras misturadoras | f_b | 0,50 |
| Distância entre as barras misturadoras e o centro da tuneladora | R_b | 3,50 m |
| Quantidade de barras misturadoras | n_b | 15 |

Logo, as pressões atuantes são calculadas de acordo com o apresentado na Figura 3.14, e seus valores são apresentados na Figura 4.13, dados pelas seguintes expressões:

$$P_{svt} = P_0 + (h - h_w) * \gamma + h_w * \gamma' = 1060 \text{ kPa} \quad (4.2)$$

$$P_{w1} = h_w * \gamma_w = 200 \text{ kPa} \quad (4.3)$$

$$P_{sht} = k_0 * P_{svt} = 583 \text{ kPa} \quad (4.4)$$

$$P_{shb} = (P_{svt} + D_0 * \gamma') * k_0 = 687,5 \text{ kPa} \quad (4.5)$$

$$P_{w2} = (h_w + D_0) * \gamma_w = 300 \text{ kPa} \quad (4.6)$$

$$P_g = \frac{G_s}{\pi D_0} = 12 \text{ kPa} \quad (4.7)$$

$$P_{vb} = P_{svt} + \pi P_g - \frac{\pi R \gamma_w}{2} = 1019 \text{ kPa} \quad (4.8)$$

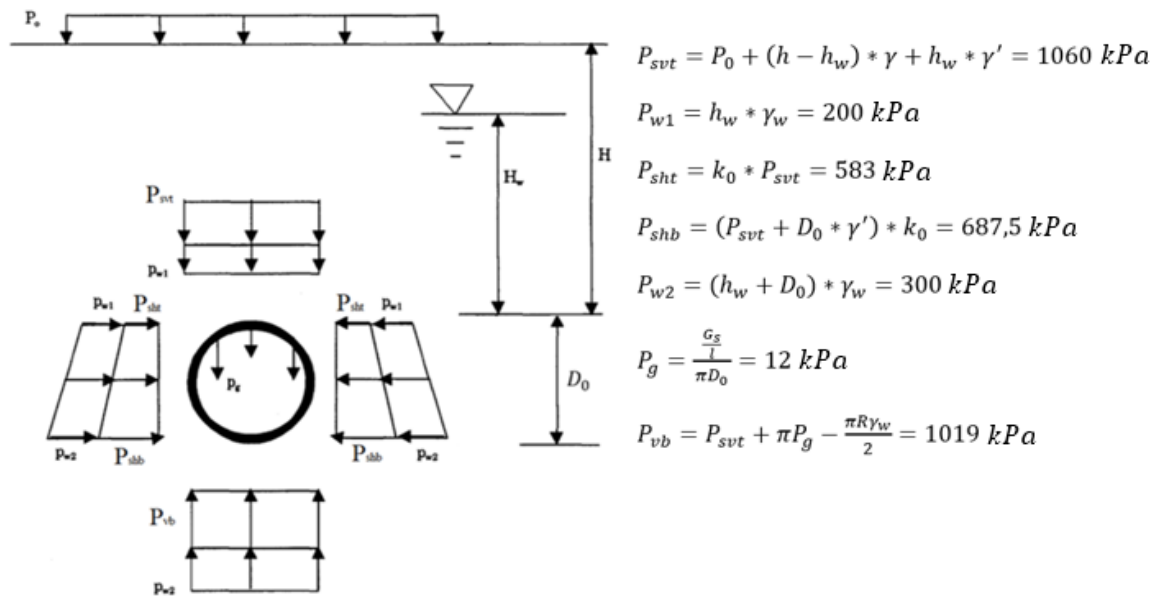


Figura 4.13 – Representação gráfica das pressões atuantes no túnel.

Dessa forma, o escudo deve ser projetado de maneira a suportar uma pressão de 1320 kPa ($P_{vb} + P_{w2}$). O próximo passo é calcular o impulso W_T necessário que deve ser aplicado pelos macacos hidráulicos. Como já foi apresentado anteriormente, esse impulso é composto por três parcelas: força de atrito aplicada no escudo W_M , força de resistência aplicada nas lâminas da cabeça cortante W_{Sch} , força de resistência devido à pressão de terra e de água na face W_{ST} . Adotando um fator de segurança de 2, devido à baixa dependência de parâmetros do maciço, tem-se que:

$$p_v = P_{vb} + P_{w2} = 1319 \text{ kPa} \quad (4.9)$$

$$p_h = P_{shb} + P_{w2} = 987,5 \text{ kPa} \quad (4.10)$$

$$W_M = \mu * [2\pi * r * l * (p_v + p_h) * 0,5 + G_s] = 88 \text{ MN} \quad (4.11)$$

$$W_{Sch} = 2\pi * r * p_{Sch} * t_l * n_l = 4 \text{ MN} \quad (4.12)$$

$$W_{ST} = A_0 * (p_{ST \text{ topo}} + p_{ST \text{ base}}) * 0,5 \quad (4.13)$$

$$W_{ST} = \pi * \left(\frac{D_0}{2}\right)^2 * (P_{sht} + P_{w1} + P_{shb} + P_{w2}) * 0,5 = 70 \text{ MN} \quad (4.14)$$

$$W_T = \sum W * \text{fator de segurança} = 324 \text{ MN} \quad (4.15)$$

Dessa forma, o impulso que deve ser aplicado pelos macacos hidráulicos deve ser de até 324 MN, a depender das condições do meio. Outro fator que deve ser calculado em uma tuneladora é o torque T_{EPB} que deve ser realizado pela cabeça cortante durante a escavação. Como já foi apresentado anteriormente, esse torque é composto por oito parcelas, mas que

podem ser reduzidas para cinco: torque de fricção na superfície frontal da cabeça de corte, torque de fricção na superfície circunferencial da cabeça de corte, torque de fricção na superfície traseira da cabeça de corte, torque de cisalhamento nas aberturas da cabeça de corte e torque nas barras misturadoras presentes dentro da câmara de pressão. Dessa forma, tem-se que:

$$k_1 = \frac{\pi}{12} * [k_0(1 + f_{\Delta p})\mu\gamma H(1 - \eta) + k_q\eta\tau] = 21 \quad (4.16)$$

$$k_2 = \frac{\pi}{4} * (k_0 + 1)\mu\gamma H W_c = 58 \quad (4.17)$$

$$k_3 = \gamma H D_b L_b f_b R_b n_b = 1870 \text{ kN} * m \quad (4.18)$$

$$T_{EPB} = k_1 * D_0^3 + k_2 * D_0^2 + k_3 = 29 \text{ MN} * m \quad (4.19)$$

Dessa forma, a tuneladora deve ser projetada para aplicar um torque na cabeça cortante de até 29 MNm, a depender das condições do meio. É importante ressaltar que as contas foram realizadas com parâmetros estimados, e devem ser revisadas com base nos parâmetros reais do modelo de tuneladora escolhida para a escavação.

5. ANÁLISE NUMÉRICA DO TRAÇADO PROPOSTO

Neste capítulo é feito um breve resumo sobre o programa de elementos finitos que será utilizado para estudar a linha proposta, o PLAXIS 3D versão V20. Em seguida, a geometria e os parâmetros a serem utilizados na simulação numérica são apresentados. Por fim, os resultados obtidos para as seções escolhidas são expostos e discutidos, e uma comparação com os dados da escavação do trecho asa sul é realizada.

5.1 PLAXIS 3D VERSÃO V20

O programa escolhido para realizar a análise numérica nesse estudo foi o PLAXIS 3D versão V20, que é um software que consegue simular geometrias complexas e também realiza análises mais simples, como as axi-simétricas. Ele é constantemente atualizado, muito pelo fato de o desenvolvimento do programa ser relacionado à Universidade de Delft, na Holanda, universidade que é referência mundial em softwares para geotecnia. Também por conta deste suporte acadêmico e o difundido uso na prática da engenharia geotécnica, há uma vasta bibliografia técnica que o valida, levando-o a ser utilizado no projeto de vários túneis, principalmente na Europa (Bakker, 2003 e PLAXIS, 2010).

Por meio do observado nos manuais de utilização do software (PLAXIS, 2010) e dos diversos casos de obra de túneis em maciços que o utilizaram de forma eficaz como ferramenta numérica (Barbosa & Assis, 2017; Semeraro *et al.*, 2017; Boroianu *et al.*, 2017), pode-se adaptar o software à análise do processo de escavação de um túnel de forma a simular, com grau de confiança adequado, o comportamento mecânico deste quando parâmetros realistas são escolhidos.

O método dos elementos finitos (MEF) consiste em discretizar o meio contínuo que será analisado em pequenos elementos, os quais passam a representar o domínio do problema. Dessa forma, um número infinito de variáveis desconhecidas é substituído por um número restrito de elementos de comportamento bem definido. Ele tem origem no Cálculo Matricial de Estruturas, e é uma técnica para se resolver de forma aproximada um problema governado por equação diferencial através de um sistema de equações algébricas que relacionam a variável procurada em um número finito de pontos (Oliveira, 2015).

Lopes (2006) apresenta o seguinte procedimento para resolução de um problema pelo MEF:

“(1) Inicialmente divide-se o domínio do problema em um número de subdomínios, denominados “elementos finitos”, conectados entre si através de um número finitos de pontos, denominados “pontos nodais” ou “nós”.

(2) A distribuição da variável cuja solução é procurada (variável primária) é aproximada, no interior do elemento, por uma função particular, chamada “função de interpolação”.

(3) A partir dessa função é possível relacionar o valor da variável do problema nos nós de cada elemento com a geometria e propriedades do elemento, dando origem ao sistema de equações do elemento. Este sistema de equações é apresentado na forma matricial, sendo a matriz dos coeficientes denominada “matriz de comportamento do elemento”.

(4) Considerando a conexão dos elementos através dos pontos nodais é possível se associar as equações dos elementos, montando um sistema global de equações para o problema.

(5) Introduzem-se valores conhecidos da variável primária do problema (introdução das condições de contorno).

(6) Resolve-se o sistema de equações global, obtendo-se os valores da variável do problema nos pontos nodais.

(7) Caso se deseje o valor de outras variáveis (chamadas “variáveis secundárias”), um cálculo complementar é feito (p. ex., na análise estrutural, a variável primária é o deslocamento e as variáveis secundárias são a deformação e a tensão).”

Ainda de acordo com Lopes (2006), uma vez desenvolvido um programa para a execução dos Itens (2) a (7), o trabalho do engenheiro fica focado no Item (1) (geração da malha, fornecimento de propriedades dos materiais e condições de contorno) e, após a execução do programa, na interpretação dos resultados. É necessário, entretanto, o conhecimento de tudo aquilo que é feito pelo computador (Itens 2 a 7).

Os elementos utilizados podem ter diferentes formatos, e são conectados entre si por nós. O conjunto de elementos e nós é denominado malha. No caso do software em questão, o elemento básico é o tetraedro de 10 nós, representados na Figura 5.1.

Este tipo de elemento possibilita uma interpolação quadrática dos deslocamentos no interior do elemento e uma variação linear das deformações. Utiliza-se um sistema de coordenadas local (ξ , η , ζ). A interpolação se dá através de 10 funções de forma N_i , uma para cada nó i , que têm a propriedade de serem iguais a 1 no nó i e iguais a 0 nos demais nós.

Os elementos têm 3 graus de liberdade por nó (u_x , u_y , u_z). A integração ao longo do volume do elemento é numérica, utilizando o processo de Gauss baseado em quatro pontos de integração, como ilustrado na Figura 5.1 (Oliveira, 2015).

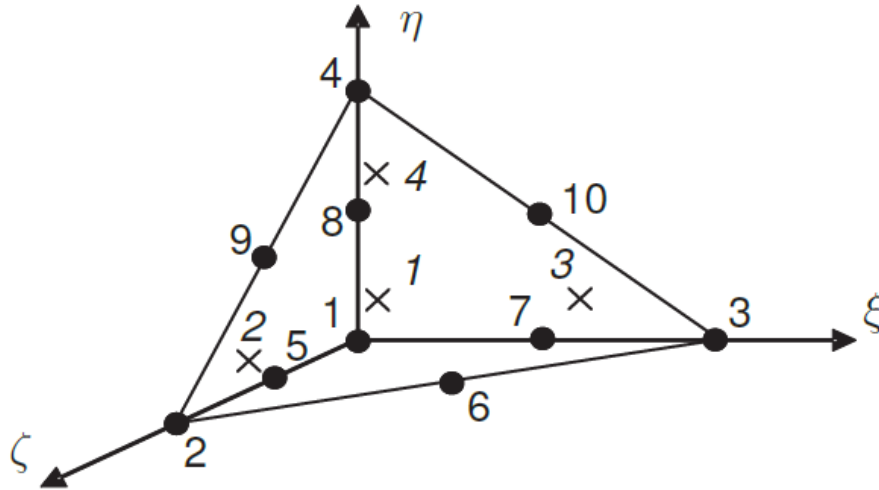


Figura 5.1 – Elemento padrão para o PLAXIS 3D – Tetraedro de 10 nós (PLAXIS, 2015).

Além do elemento padrão (tetraedro de dez nós), tipos especiais de elementos são usados para simular o comportamento estrutural. Para vigas, são utilizadas linhas de três nós, que são compatíveis com os contornos de três nós do elemento padrão. Para planos e geogrelhas, são utilizados elementos de placas e geogrelhas de seis nós para simular o comportamento. Por fim, para simular a interação solo-estrutura, são utilizados elementos de interface de doze nós.

Com a malha definida, o programa de elementos finitos é capaz de resolver, de forma aproximada, as equações matemáticas que regem o comportamento físico do conjunto, pelas condições de contorno que lhe são atribuídas. Portanto, a precisão do resultado apresentado pelo Método dos Elementos Finitos está diretamente ligada com a malha que foi inicialmente gerada. Em geral, quanto mais elementos e nós essa malha possuir, ou seja, quanto mais refinada for a malha, melhor serão os resultados obtidos. Esse refinamento deve ser realizado de forma crítica, em regiões de concentração de tensões, perto de aplicação de cargas, entre outros. Também deve ser levado em consideração o tempo de processamento necessário, que aumenta com o refinamento da malha (Azevedo, 2003).

O programa disponibiliza alguns modelos constitutivos para a representação do comportamento mecânico do maciço, como, por exemplo, o linear elástico, o de Mohr-Coulomb, o *Hardening Soil*, e o *Soft Soil*. Cada um possui suas vantagens e limitações, que devem ser analisadas com cuidado na hora de escolher a melhor opção para o caso em estudo.

O modelo linear elástico é baseado na lei de Hooke, que envolve apenas dois parâmetros: o módulo de elasticidade E e o coeficiente de Poisson ν . Por conta disso, ele só é válido em meios isotrópicos e elásticos, o que torna seu uso extremamente limitado para solos. Contudo, ele pode ser utilizado para modelar estruturas presentes no meio, como paredes de concreto e

matações intactos de rochas. Como esse modelo não limita os estados de tensão do material, ele se comporta como se tivesse resistência infinita, e por isso deve ser utilizado com cautela.

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo elasto-plástico, onde o maciço se comporta segundo o modelo linear elástico até atingir a sua ruptura, que é definida por meio do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Apesar do aumento de resistência com o aumento da profundidade ser levado em consideração por esse modelo, ele não considera outros fatores, como a dependência das tensões, da trajetória das tensões, das deformações e da rigidez anisotrópica. Ele geralmente é utilizado como uma primeira aproximação do comportamento do solo, por representar relativamente bem a resposta do solo à mudança que lhe está sendo imposta sem exigir muito esforço computacional, gerando, dessa maneira, rápidos resultados de tensões e deformações.

O modelo *Hardening Soil* (HS) é um modelo elastoplástico hiperbólico, formulado com base na teoria da plasticidade, com superfícies múltiplas de plastificação, considerando a influência das deformações de cisalhamento na deformabilidade do elemento de solo. Além disso, ele simula o endurecimento dos solos sob esforços compressivos. O modelo pode ser aplicado tanto em solos mais granulares como pedregulhos e areias como em solos mais finos, como siltes e argilas (PLAXIS, 2015).

O modelo *Soft Soil* é modelo do tipo Cam-clay, recomendado para solos moles. Segundo Sieira (2013), as principais características deste modelo são: rigidez de acordo com o nível de tensões; distinção entre carregamento primário e descarregamento/recarregamento; registro da tensão de pré-adensamento e critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr-Coulomb.

Para a análise do solo do estudo em questão, foi escolhido o modelo *Hardening Soil* (HS). Para túneis a principal vantagem é o comportamento distinto para situações de carregamento e descarregamento. Mais detalhes acerca da formulação do modelo constitutivo HS e dos parâmetros de entrada do modelo podem ser observados em Schanz *et al.* (1999), PLAXIS (2016) e Pérez (2017).

Os parâmetros que são utilizados pelo programa nesse modelo, assim como suas formas de obtenção, são apresentados na Tabela 5.1. Marques (2006) descreveu de maneira detalhada como realizar cada ensaio apresentado, assim como o método de cálculo dos parâmetros baseado nos resultados obtidos.

Tabela 5.1 – Parâmetros utilizados pelo modelo HS.

| Parâmetro | Simbologia | Obtenção do parâmetro |
|---|----------------|---|
| Parâmetros Gerais | | |
| Peso específico não saturado (kN/m ³) | γ | Pesagem hidrostática ou método do picnômetro |
| Peso específico saturado (kN/m ³) | γ_{sat} | Pesagem hidrostática ou método do picnômetro |
| Parâmetros de deformabilidade | | |
| Módulo secante (kPa) | E_{50} | Ensaio triaxial |
| Módulo para compressão confinada (kPa) | E_{oed} | Ensaio oedométrico convencional |
| Módulo de carregamento/descarregamento (kPa); | E_{ur} | $E_{ur} = 3E_{50}$ (padrão do PLAXIS) |
| Parâmetro que estima a dependência ao estado de tensão (adimensional) | m | 0,5 (padrão do PLAXIS) |
| Coefficiente de Poisson do solo (adimensional) | ν | A partir do Índice de Plasticidade do solo (Lade, 1979) |
| Tensão de referência (kPa) | p | 100 kPa (padrão do PLAXIS) |
| Coefficiente de empuxo em repouso do maciço (adimensional) | k_0 | Ensaio triaxial drenado padrão |
| Parâmetros de resistência | | |
| Coesão efetiva (kPa) | c' | Ensaio de cisalhamento direto ou ensaio triaxial |
| Ângulo de atrito (°) | ϕ | Ensaio de cisalhamento direto ou ensaio triaxial |
| Ângulo de dilatância (°) | ψ | Ensaio triaxial |

5.1.1 SIMULAÇÃO DE ESCAVAÇÃO COM TUNELADORA NO PLAXIS 3D

Como já foi apresentado anteriormente, o sistema de suporte de um túnel escavado por tuneladora do tipo EPB é frequentemente construído usando segmentos de anéis de concreto pré-fabricados, que são aparafusados dentro do escudo para formar o suporte do túnel. Durante a construção desse suporte, a tuneladora permanece estacionária. Uma vez que um anel de suporte foi totalmente erguido, a escavação é retomada, até que solo suficiente tenha sido escavado para erguer o próximo anel de suporte. Como resultado, o processo de construção pode ser dividido em fases de construção com o comprimento de um anel de túnel, muitas vezes com cerca de 1,5 m. Em cada um desses estágios, as mesmas etapas são repetidas continuamente (PLAXIS, 2015).

Para modelar esses estágios, o PLAXIS 3D sugere em seu manual a utilização de uma geometria composta por fatias de 1,5 m de comprimento. O cálculo consiste em uma série de fases, cada uma modelando as mesmas partes do processo de escavação: a pressão de suporte

na face do túnel necessária para prevenir a falha ativa na face, o formato cônico do escudo da tuneladora, a escavação do solo, a instalação do revestimento do túnel e a injeção de *graute* na lacuna entre o solo e o revestimento recém-instalado. Em cada fase os parâmetros de entrada para a etapa de cálculo são idênticos, exceto pela sua localização, que será deslocada 1,5 m (PLAXIS, 2105).

A primeira etapa é a definição da geometria que será simulada. Inicialmente são inseridos os parâmetros do meio, de acordo com o modelo constitutivo escolhido. Em seguida, são inseridos os parâmetros dos elementos estruturais, no caso em estudo, do túnel. O PLAXIS 3D possui uma ferramenta específica para a criação de túneis escavados por tuneladora. Nessa ferramenta são definidas a seção padrão do túnel, suas propriedades, sua trajetória e a sequência de escavação.

Em Seção Padrão, a seção típica do túnel é definida, assim como o seu sistema de suporte. Para a simulação de uma escavação por tuneladora, não há a necessidade de dividir o revestimento em segmentos, sendo este considerado homogêneo ao longo de toda a sua extensão. Essa divisão se faz necessária quando se deseja segmentar a escavação (ou seja, quando a seção não é escavada toda de uma só vez), quando os segmentos do revestimento não possuem todas as mesmas propriedades ou quando a seção é composta por arcos de diferentes raios, por exemplo.

Em Propriedades são inseridos os parâmetros de pressão de face, força aplicada pelos macacos hidráulicos, contração de superfície e pressão da injeção de *graute*. Já em Trajetória é definido o traçado da escavação. No exemplo apresentado no manual, a tuneladora já avançou 25 m dentro do solo, e irá escavar os próximos 16,5 m em onze segmentos de 1,5 m.

É necessário adicionar uma interação solo-estrutura na parte externa do túnel devido ao formato de cone do escudo da tuneladora. Normalmente, a área da seção transversal na cauda do escudo é cerca de 0,5% menor do que a parte frontal (PLAXIS, 2015). A redução do diâmetro é realizada ao longo dos primeiros 7,5 m de comprimento, enquanto os últimos 1,5 m até a cauda têm diâmetro constante. Isso significa que a cauda da seção tem uma contração uniforme de 0,5% e as cinco seções restantes têm uma contração linear com um valor de referência $C_{ref} = 0,5\%$ e um incremento $C_{in,axial} = -0,0667\%$. A referência é definida na superfície frontal da fatia escavada no túnel durante a sua construção. Isso é feito durante a configuração da etapa de Sequenciamento. O $C_{in,axial} = -0,0667\%/m$ permanece o mesmo em todas as etapas.

Em Sequenciamento é definida a sequência de escavação. Primeiramente, o solo na frente da tuneladora será escavado, seguido pela aplicação da pressão de suporte de face. Em seguida

o escudo da tuneladora será ativado e sua conicidade será modelada. Na parte traseira do escudo a pressão por injeção de graute e a força realizada pelos macacos hidráulicos no anel do sistema de suporte já existente também serão modelados, finalizando-se com a instalação de um novo anel de suporte.

Uma vez que os parâmetros referentes ao túnel foram devidamente imputados, este é inserido no meio, no posicionamento desejado. A malha de elementos finitos é gerada, e em seguida define-se os parâmetros de cálculo. O manual do PLAXIS (2015) apresenta o passo a passo para a definição das fases de cálculo para uma escavação com tuneladora EBP. A fase inicial, ou fase zero, consiste na geração das condições de poro-pressão e de tensões *in situ*. Na primeira fase, é assumido que a tuneladora já avançou 25 m. A seção seguinte (seção 25 m – 26,5 m) representará a área imediatamente atrás da tuneladora onde o graute é injetado na lacuna existente. A tuneladora será modelada nas seis seções seguintes (26,5 m – 35,5 m). Nas quatro fases seguintes, o avanço da tuneladora de 1,5 m em cada é simulado (35,5 m – 41,5 m), finalizando-se assim a escavação prevista na etapa Trajetória.

Uma vez que os cálculos foram realizados, é possível analisar os resultados etapa a etapa. Entre os resultados possíveis estão a malha deformada, as tensões principais, a deformação em algum local específico, esforços e deformações no suporte do túnel, quando existir, entre outros.

5.2 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA INICIAL DO CASO ESTUDO

Para o caso estudo, foram escolhidas três seções ao longo do traçado proposto do túnel para serem simuladas. Essas seções estão apresentadas nas Figuras 5.2 e 5.3. Para cada seção será simulada uma escavação 3D, seguindo a trajetória proposta do manual do PLAXIS (2015): a tuneladora já avançou 25 m dentro do solo, e irá escavar os próximos 16,5 m em onze segmentos de 1,5 m. A Seção 1 foi escolhida por ser um ponto onde há diferentes camadas de solo, a Seção 2 foi escolhida por ser o ponto onde o nível d'água está mais superficial e a Seção 3 foi escolhida por ser um ponto onde há uma profunda camada de pedólito argiloso.

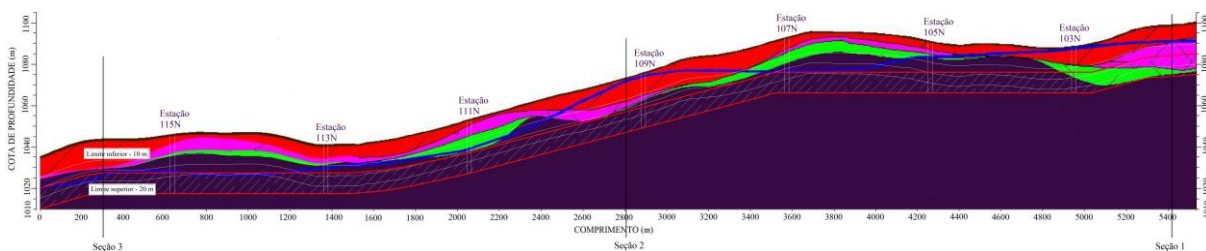


Figura 5.2 – Localização das seções 1, 2 e 3 ao longo do traçado proposto.

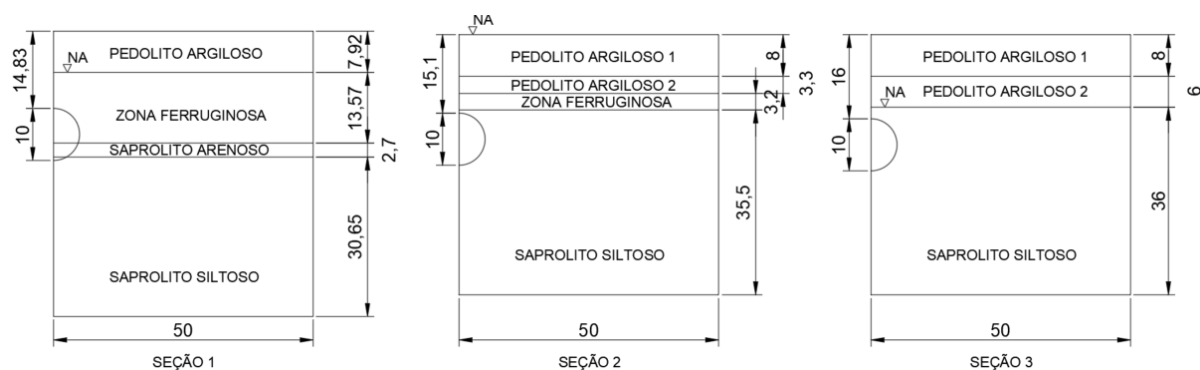


Figura 5.3 – Geometria das seções escolhidas.

Essa camada de pedólito argiloso é porosa, com um alto índice de vazios. Consequentemente, ela possui um comportamento colapsível, ou seja, apresenta uma variação de volume, brusca ou gradual, quando submetido a uma mudança no estado de tensões (internas e/ou externas, aplicadas e/ou atuantes). Essa alteração de volume também pode ser causada por uma degradação gerada por um ataque químico ou por uma ruptura das suas ligações cimentícias (Araki, 1997). Logo, para a definição das propriedades do maciço, essa camada será dividida em duas, sendo os primeiros 8,0 m com propriedades de um solo colapsível.

Para as propriedades do solo, foram adotados os valores obtidos nos ensaios realizados durante a escavação do trecho da Asa Sul do metrô de Brasília/DF, que podem ser encontrados em Barbosa (2017), e que estão apresentados na Tabela 5.2. Para o caso dos pesos específicos saturado e não saturado, os valores são estimados com base no peso específico natural apresentado no referido trabalho.

Tabela 5.2 – Propriedades adotadas para o solo (Barbosa, 2017).

| Solo | Pedolito Argiloso (1) | Pedolito Argiloso (2) | Zona Ferruginosa | Saprolito Arenoso | Saprolito Siltoso |
|--|-----------------------|-----------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| γ (kN/m ³) | 12,0 | 16,0 | 16,0 | 18,0 | 18,0 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 16,0 | 18,0 | 18,0 | 19,0 | 19,0 |
| E_{50} (MPa) | 1,2 | 5,3 | 20,0 | 28,0 | 100,0 |
| E_{oed} (MPa) | 0,75 | 5,0 | 16,0 | 20,0 | 53,0 |
| E_{ur} (MPa) | 3,6 | 13,2 | 60,0 | 72,0 | 300,0 |
| m | 0,5 | 0,5 | 1,0 | 0,5 | 0,5 |
| ν | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| p (kPa) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| k_0 | 0,55 | 0,55 | 0,55 | 0,55 | 0,55 |
| c' (kPa) | 20,0 | 20,0 | 20,0 | 20,0 | 20,0 |
| ϕ (°) | 28 | 28 | 28 | 30 | 30 |
| ψ (°) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Como já foi apresentado anteriormente, o PLAXIS é um programa já consolidado no mercado, amplamente utilizado para auxiliar no desenvolvimento do projeto de diversas obras geotécnicas e que foi sendo aprimorado ao longo dos anos. Em seu manual, ele possui um exemplo muito similar ao caso em estudo, de escavação de um túnel raso, abaixo do nível do lençol freático, sendo realizada por tuneladora tipo EPB. Por isso, alguns parâmetros serão adotados com base no manual do PLAXIS (2015), como os parâmetros da tuneladora e do concreto pré-moldado dos anéis de suporte apresentados na Tabela 5.3.

A espessura adotada para o sistema de suporte será de 40 cm, a mesma utilizada no trecho da Asa Sul. Para a pressão aplicada pelos macacos hidráulicos, também foi adotado o valor presente no manual de 635,4 kPa. Os parâmetros iniciais de pressão de suporte de face (pressão de topo de 90 kPa, com incremento de 14 kPa/m) e de pressão da injeção do graute (pressão de topo de 100 kPa, com incremento de 20 kPa/m) também foram adotados com base no manual PLAXIS (2015). Contudo, esses parâmetros foram sendo ajustados ao longo de cada simulação, de forma a minimizar as movimentações do maciço e otimizar o projeto. Por fim, todas as camadas de solo foram consideradas do tipo drenadas, seguindo o proposto na simulação de escavação por tuneladora no manual do PLAXIS (2015), uma vez que em ambos o nível d'água se encontra acima do túnel.

Tabela 5.3 – Propriedades das estruturas (PLAXIS, 2015).

| | Tipo de comportamento | Espessura | Peso específico | Módulo de Elasticidade | Coefficiente de Poisson | Tipo de Drenagem |
|-----------------------------|------------------------------|------------------|------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-------------------------|
| Concreto pré-moldado | Linear elástico | 0,40 m | 27 kN/m ³ | 3,1*10 ⁷ kN/m ² | 0,1 | Não poroso |
| Tuneladora | Linear elástico | 0,17 m | 247 kN/m ³ | 2,0*10 ⁸ kN/m ² | 0 | - |

Para as condições de contorno, também foram adotados os valores do exemplo do manual do PLAXIS (2015), que são as condições padrão do programa, apresentadas na Figura 5.4:

- os limites verticais do modelo com a normal na direção X (ou seja, paralelos ao plano YZ) são fixados na direção X ($u_x = 0$) e livres nas direções Y e Z;
- os limites verticais do modelo com a normal na direção Y (ou seja, paralelos ao plano XZ) são fixados na direção Y ($u_y = 0$) e livres nas direções X e Z;
- os limites verticais do modelo que não possuem a normal nem na direção X nem na direção Y são fixados nas direções X e Y ($u_x = u_y = 0$) e livres na direção Z;
- o limite inferior do modelo é fixado em todas as direções ($u_x = u_y = u_z = 0$);

- a superfície superior é livre em todas as direções.

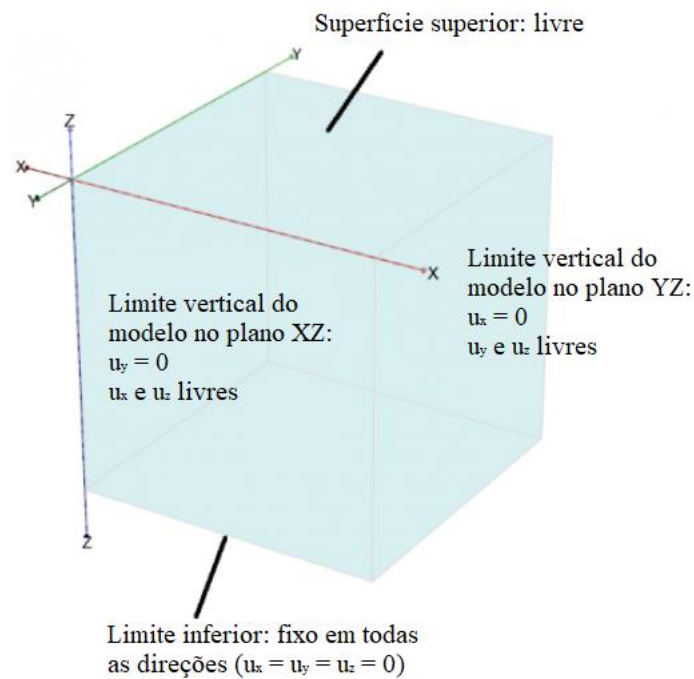


Figura 5.4 – Condições de contorno (Modificado – PLAXIS, 2012)

Com todos os parâmetros definidos, a malha de elementos finitos foi gerada, e as tensões *in situ* e poro-pressões iniciais foram calculadas. As malhas, tensões *in situ* e poro-pressões iniciais de cada seção são apresentadas nas Figuras 5.5 a 5.16. Em seguida, foram definidas as fases de cálculo, conforme apresentado no manual PLAXIS (2015) e já detalhado anteriormente.

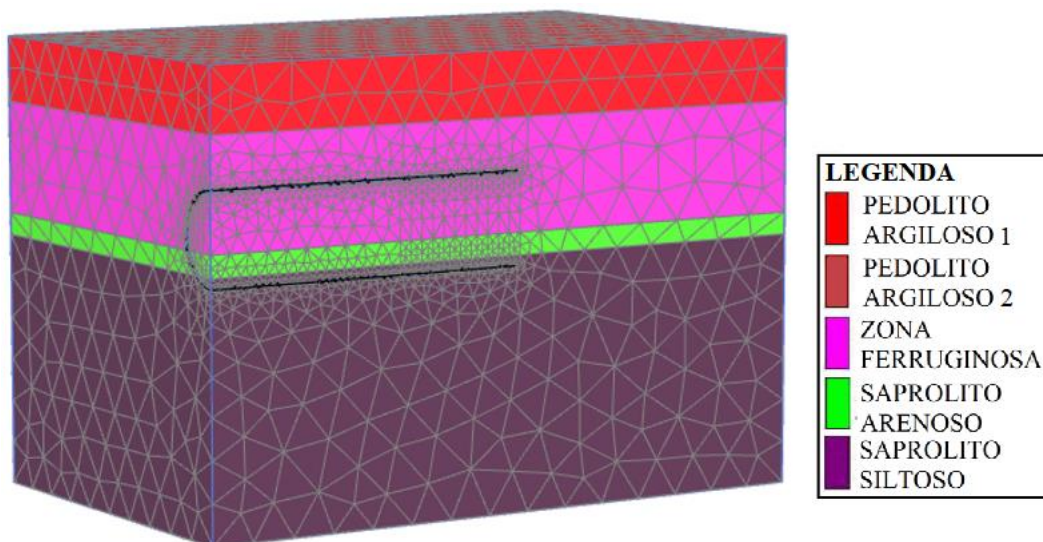


Figura 5.5 – Malha de elementos finitos – Seção 1.

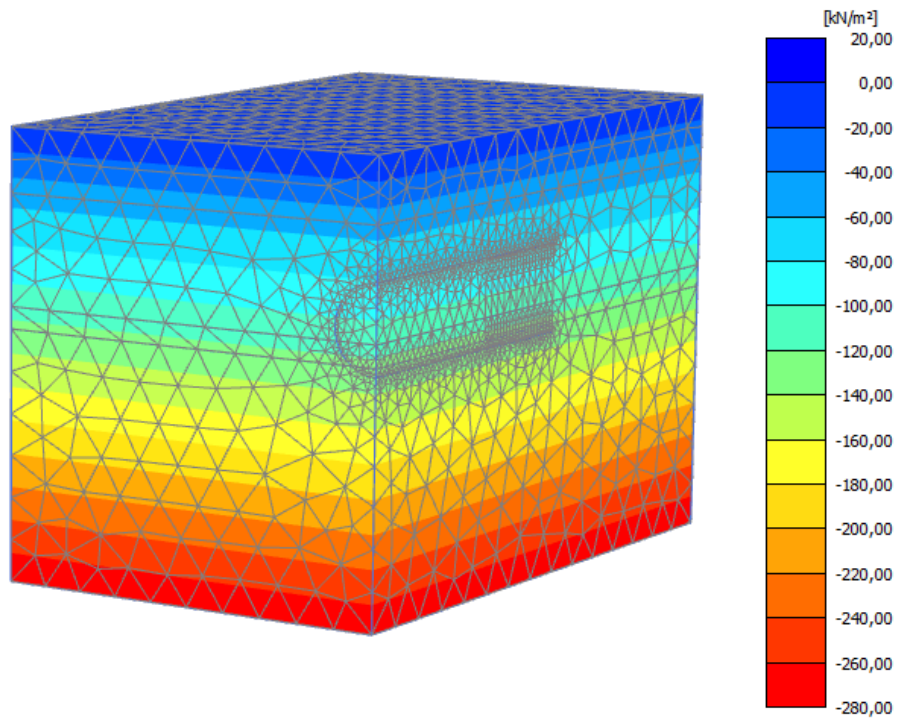


Figura 5.6 – Tensões *in situ* – tensão principal menor – Seção 1.

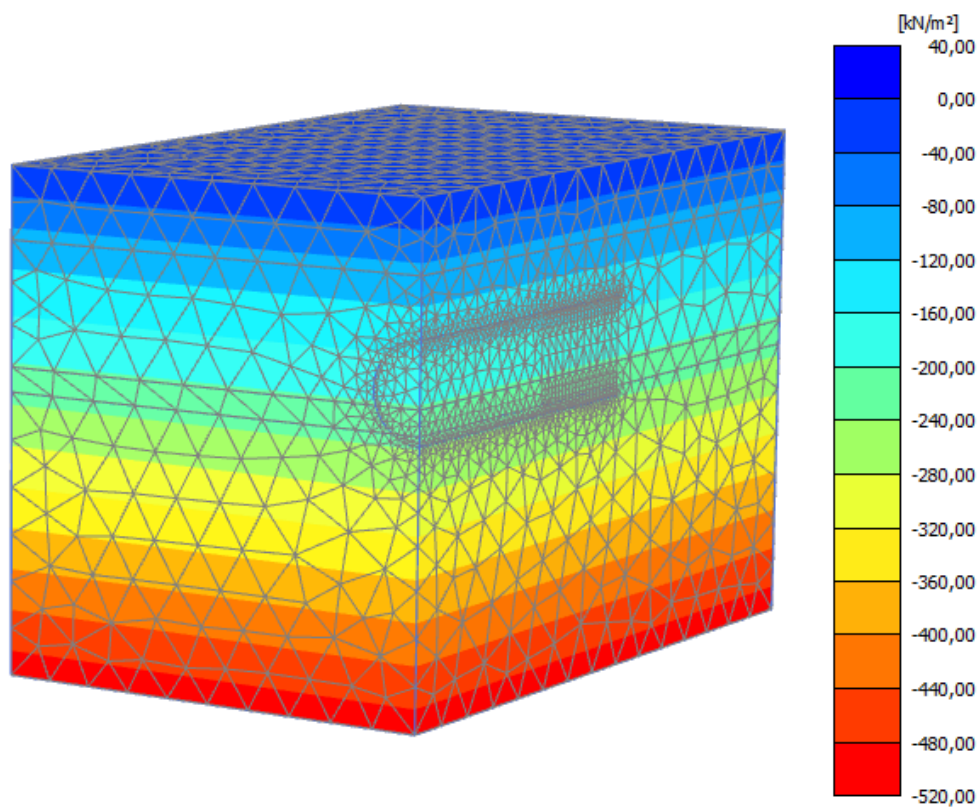


Figura 5.7 - Tensões *in situ* – tensão principal maior – Seção 1.

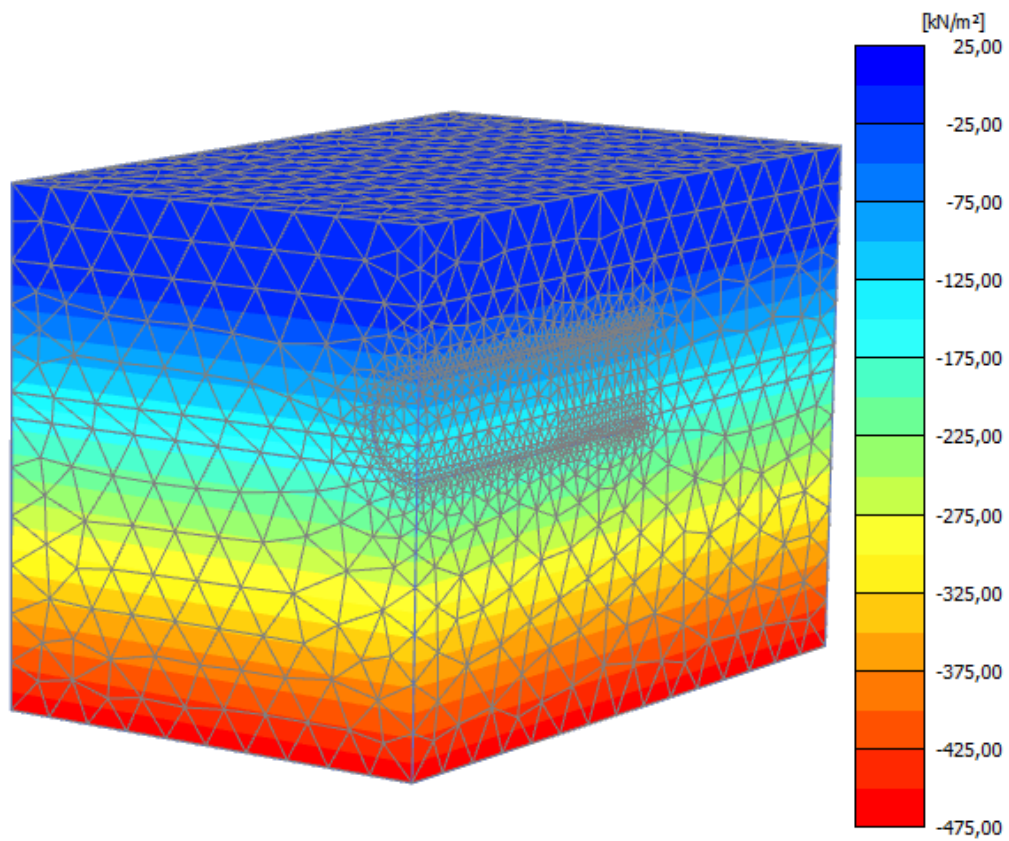


Figura 5.8 – Poro-pressão inicial – Seção 1.

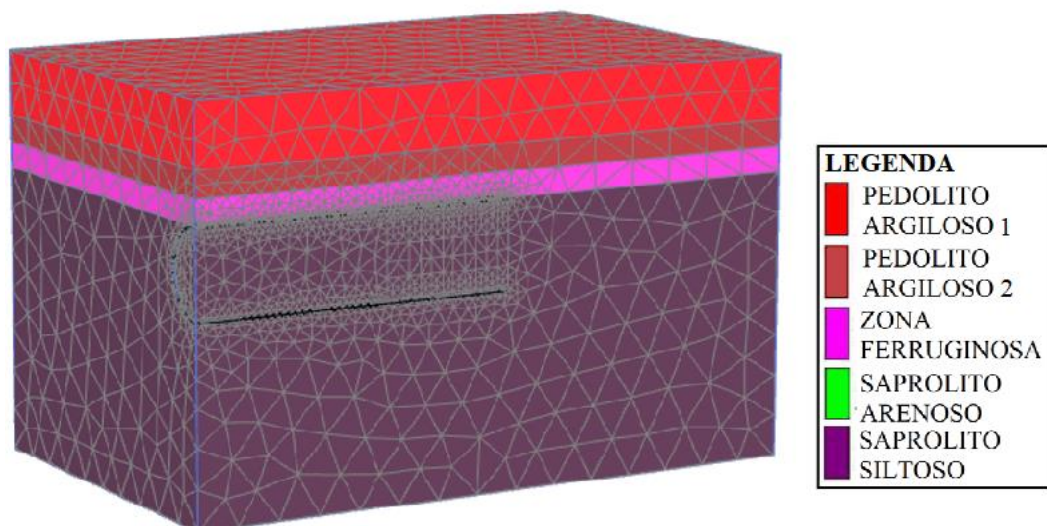


Figura 5.9 – Malha de elementos finitos – Seção 2.

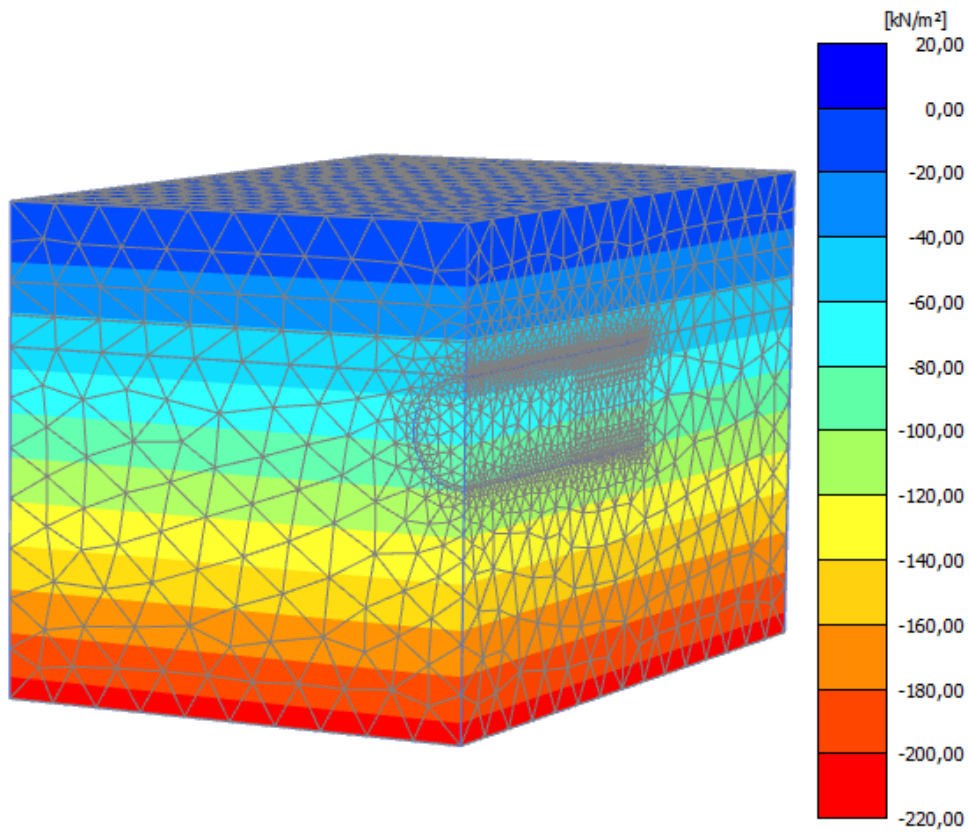


Figura 5.10 – Tensões *in situ* – tensão principal menor – Seção 2.

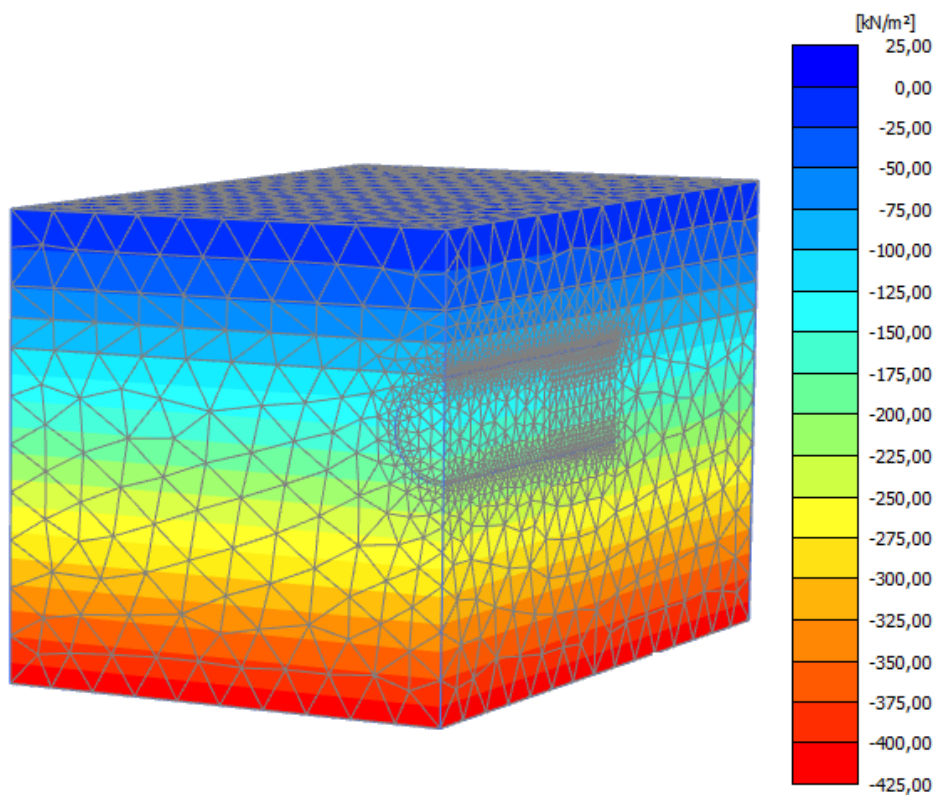


Figura 5.11 - Tensões *in situ* – tensão principal maior – Seção 2.

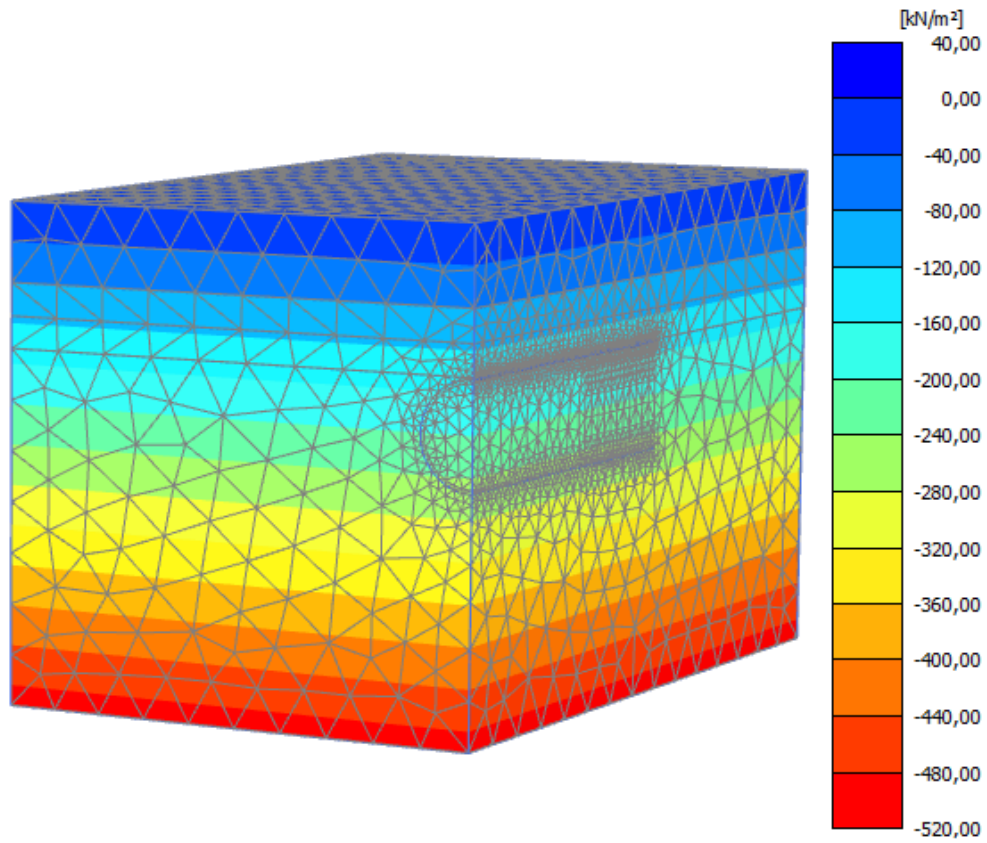


Figura 5.12 – Poro-pressão inicial – Seção 2.

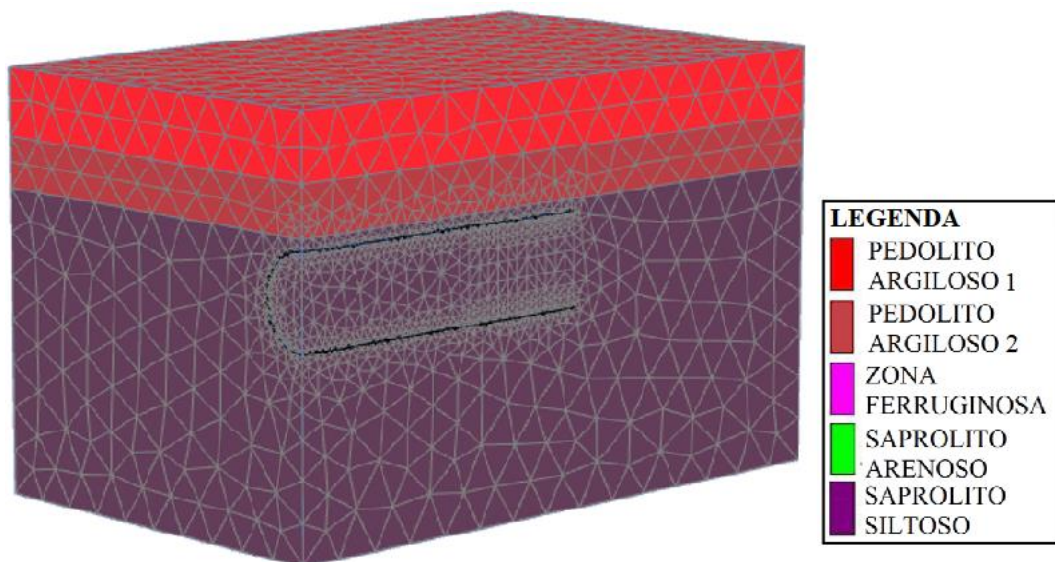


Figura 5.13 – Malha de elementos finitos – Seção 3.

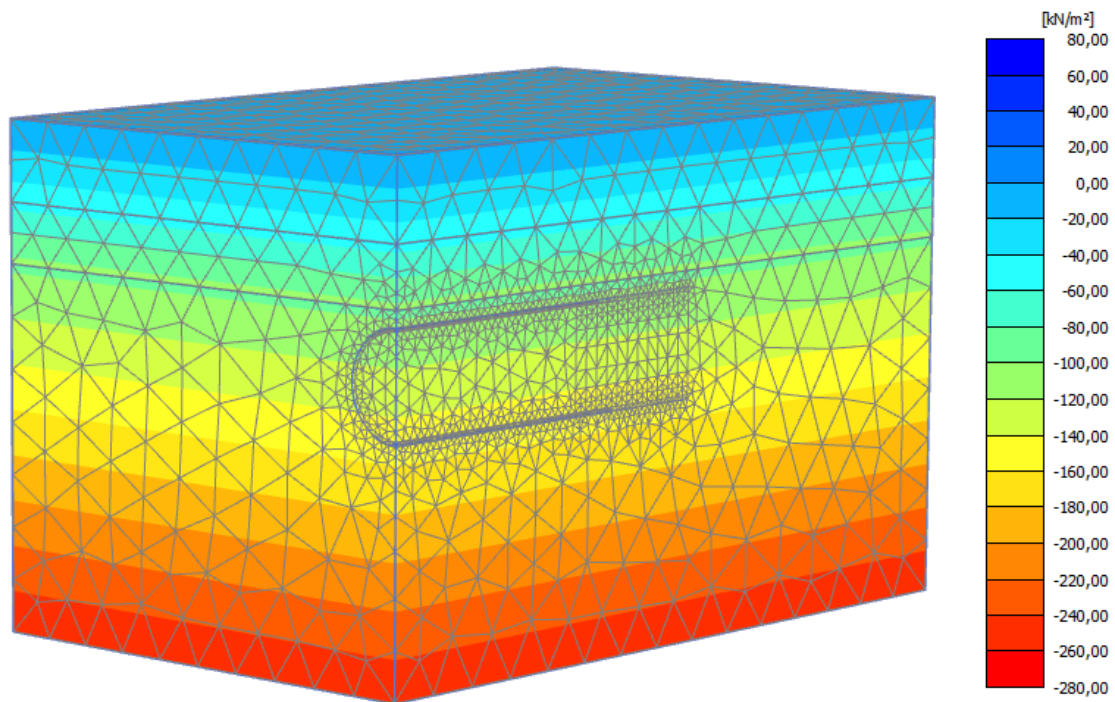


Figura 5.14 – Tensões *in situ* – tensão principal menor – Seção 3.

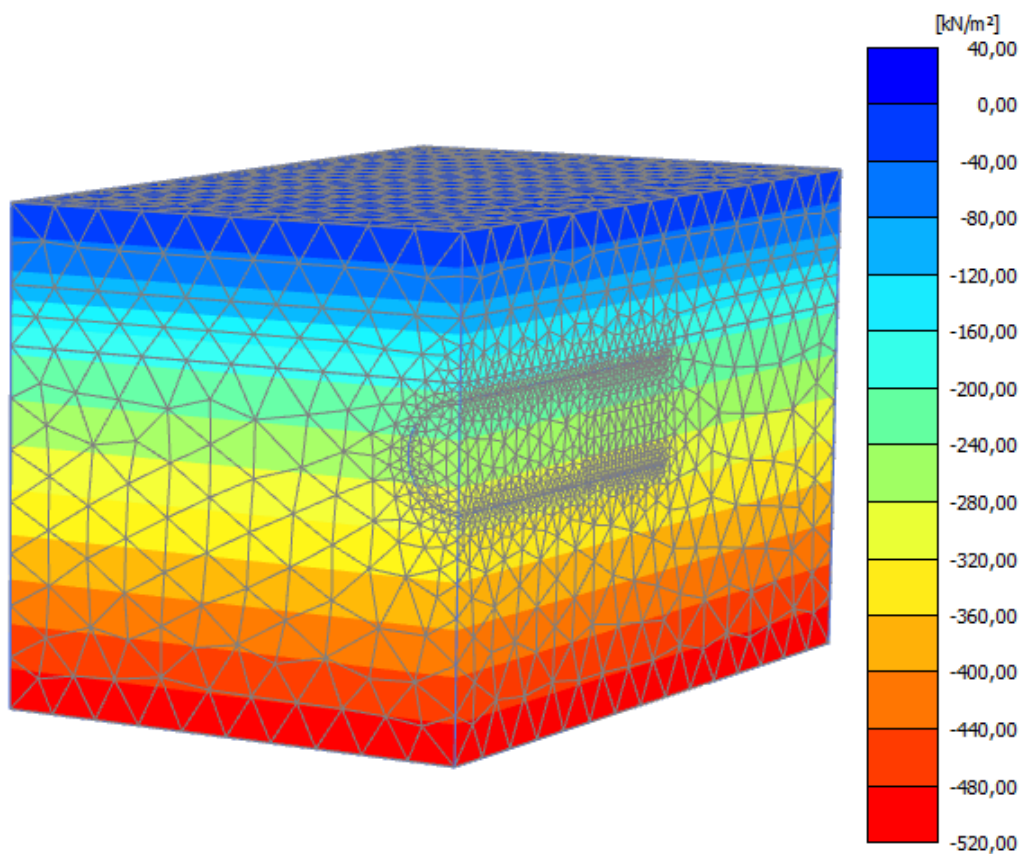


Figura 5.15 - Tensões *in situ* – tensão principal maior – Seção 3.

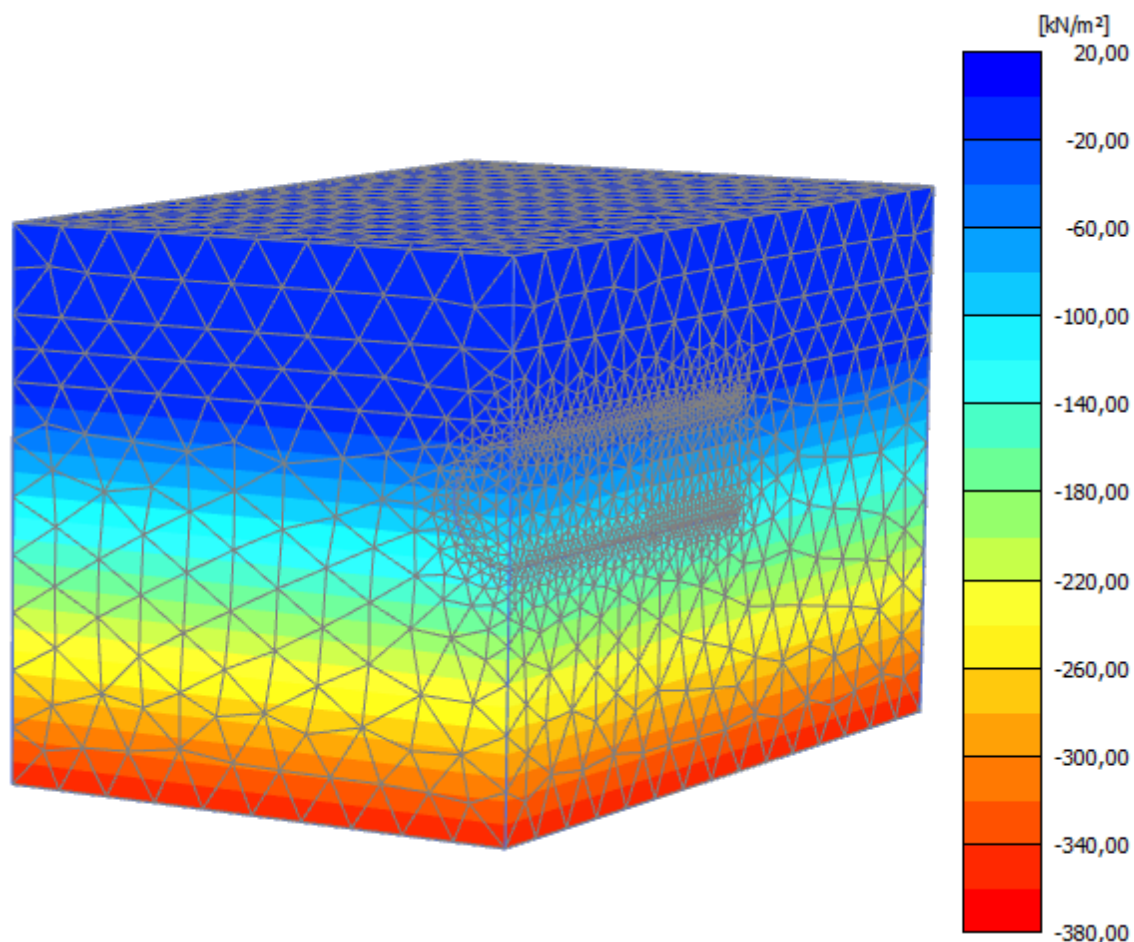


Figura 5.16 – Poro-pressão inicial – Seção 3.

5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS – SEÇÃO 1

Para a Seção 1, o valor inicial previsto para a pressão da injeção do graute (pressão de topo de 100 kPa, com incremento de 20 kPa/m) foi suficiente. Contudo, a pressão de suporte de face teve que ser aumentada para que a face ficasse estável (pressão de topo de 125 kPa, com incremento de 18 kPa/m). Vale ressaltar que durante a simulação numérica esses valores foram otimizados de forma a buscar o estado com os menores deslocamentos do maciço. São apresentadas nas Figuras 5.17 a 5.21 a malhas de elementos finitos, as tensões no maciço e a poro-pressão após a etapa de escavação.

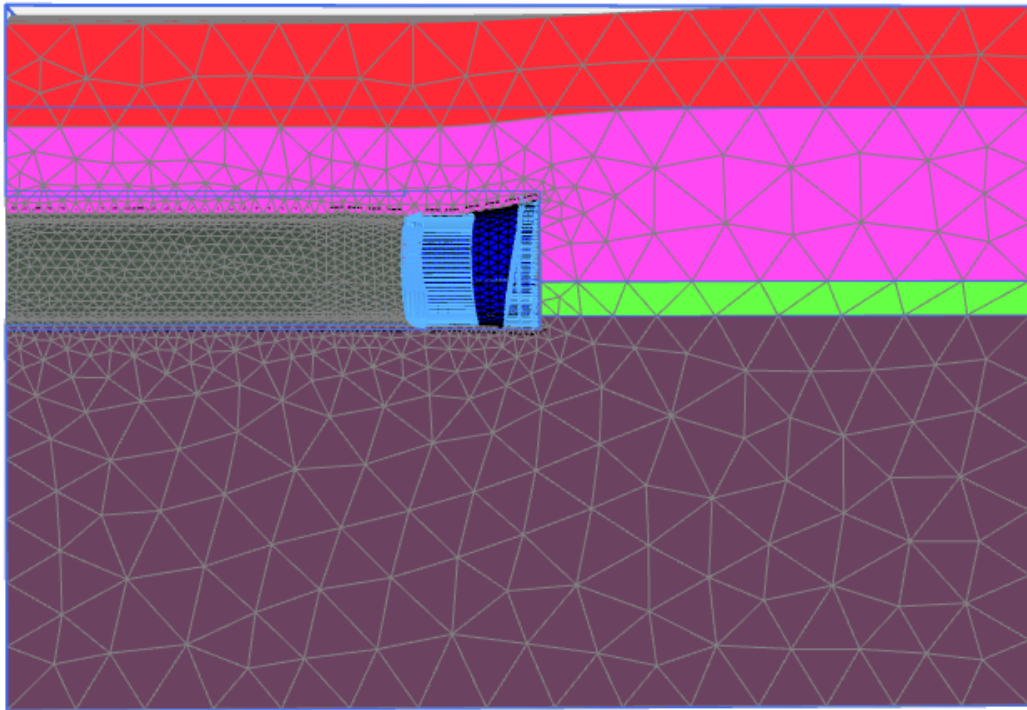


Figura 5.17 – Malha deformada (escala – 50x) – Seção 1.

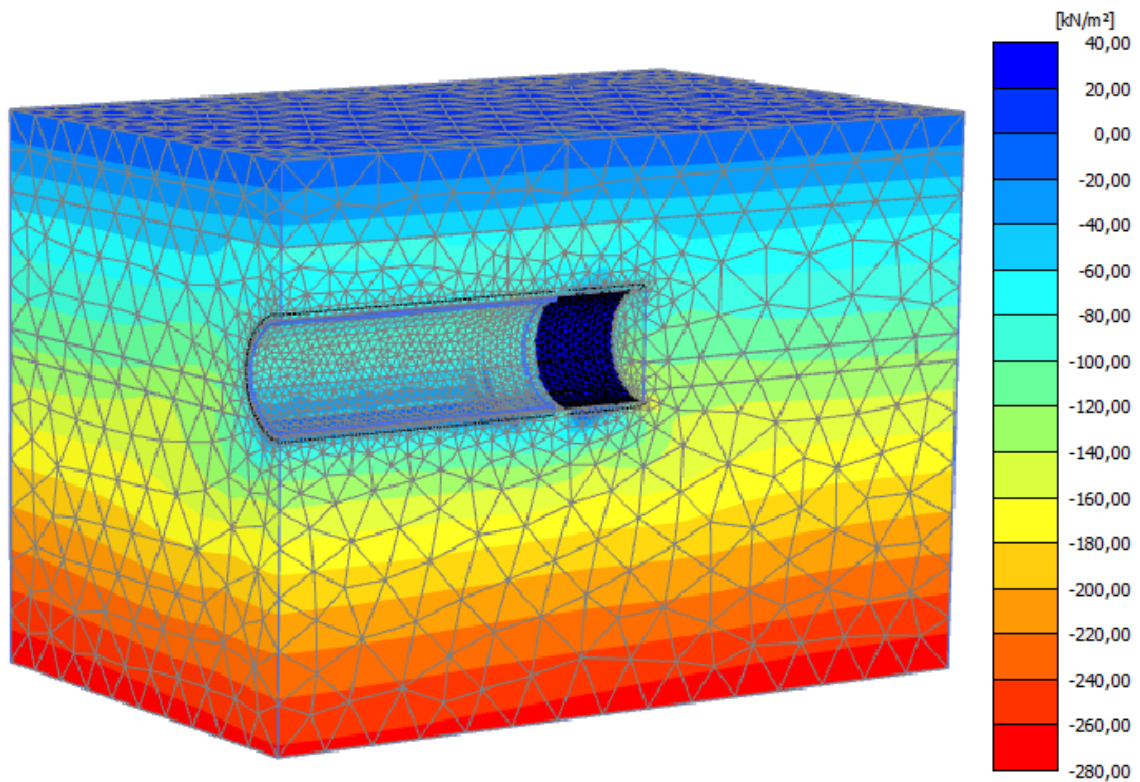


Figura 5.18 – Tensões após a escavação – tensão principal menor – Seção 1.

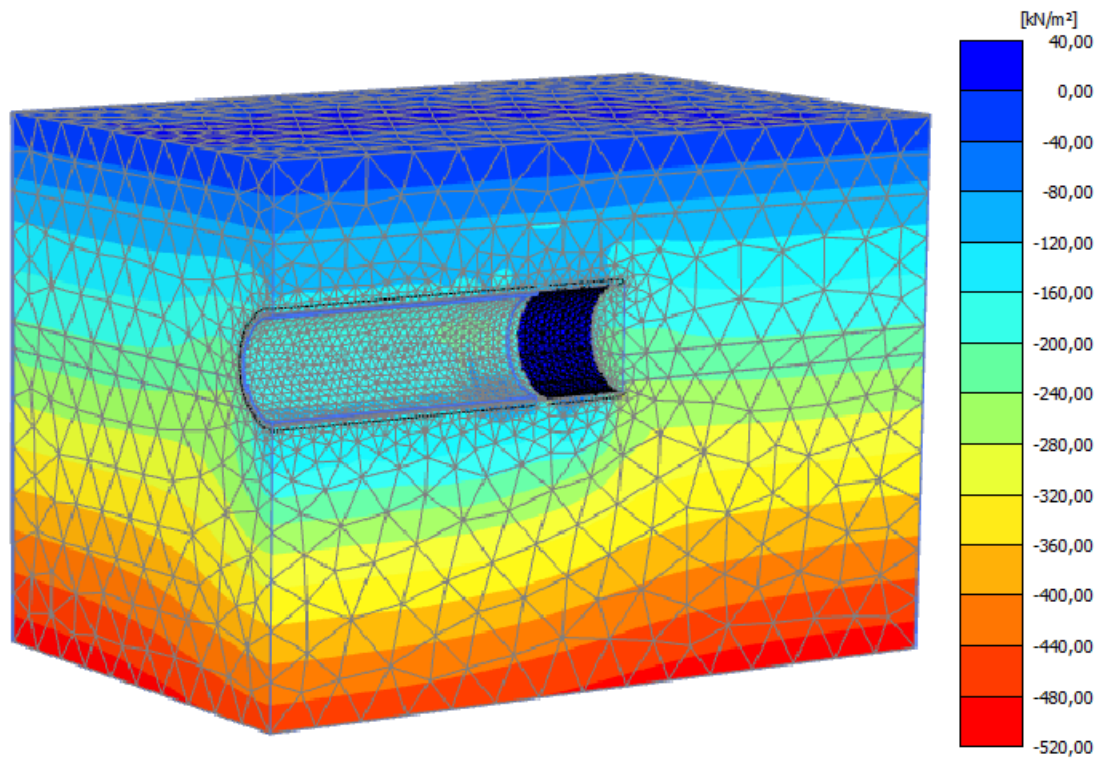


Figura 5.19 – Tensões após a escavação – tensão principal maior – Seção 1.

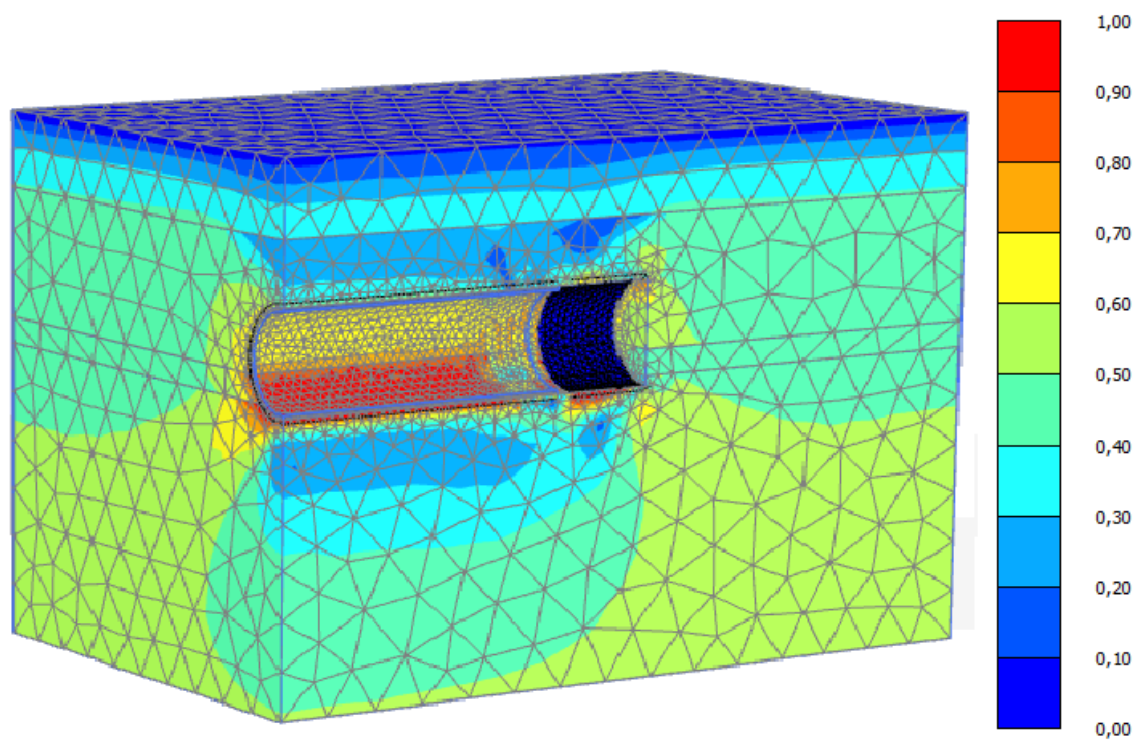


Figura 5.20 – Tensões após a escavação – tensão cisalhante relativa – Seção 1.

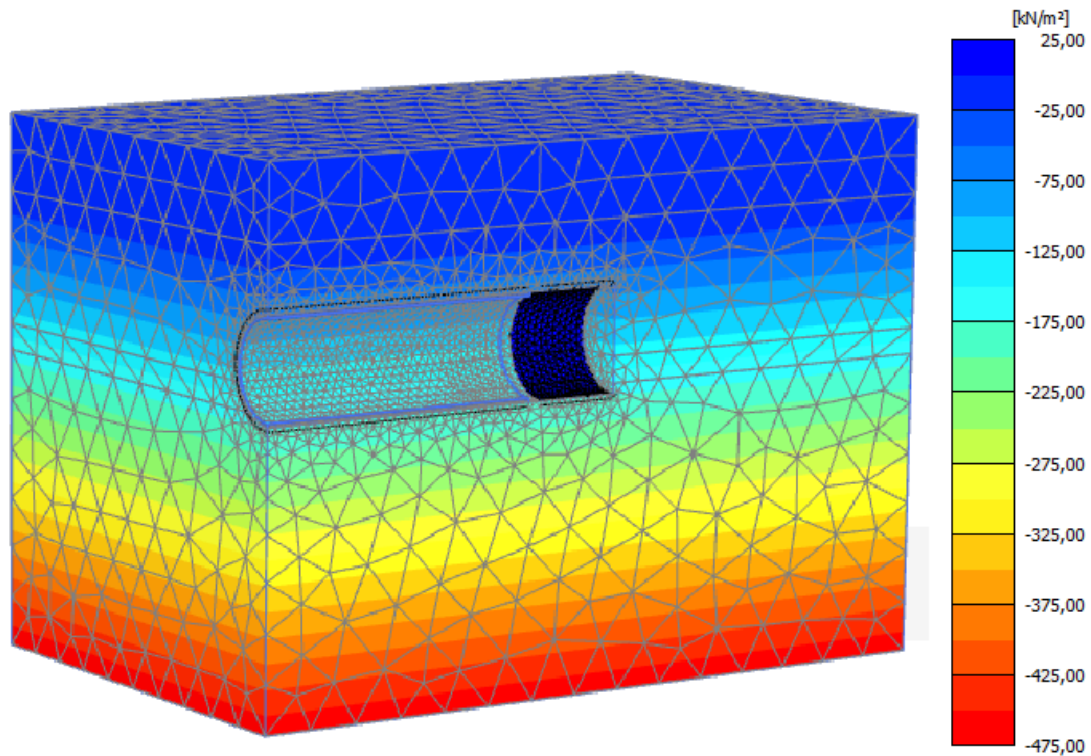


Figura 5.21 – Poro-pressão – Seção 1.

Pode-se perceber que o estado de tensões do maciço foi alterado na região próxima à escavação. Contudo, essa mudança não gerou grandes impactos no meio, como uma ruptura globalizada, por exemplo. Cabe destacar aqui o conceito de tensão cisalhante relativa, que é a razão entre a tensão cisalhante mobilizada e a tensão cisalhante máxima do solo. Ou seja, é um valor que varia de 0 a 1, e quanto mais próximo de 1 mais o meio está sendo solicitado. Observa-se na Figura 5.19 que apenas uma parte próxima à escavação possui tensão cisalhante relativa igual a 1, o que significa que naquela região específica houve plastificação do solo, podendo gerar localmente algum caso de instabilidade local, mas não comprometendo a estabilidade global. Durante a escavação tal região deve ser monitorada de perto para evitar alguma eventualidade pontual, mas, novamente, não há risco de colapso geral da estrutura.

Também é necessário avaliar as tensões no sistema de suporte, que são apresentadas na Figura 5.22. É importante ressaltar nesse momento que, pela convenção de sinais adotada pelo PLAXIS, tensões negativas são tensões de compressão, e tensões positivas, de tração.

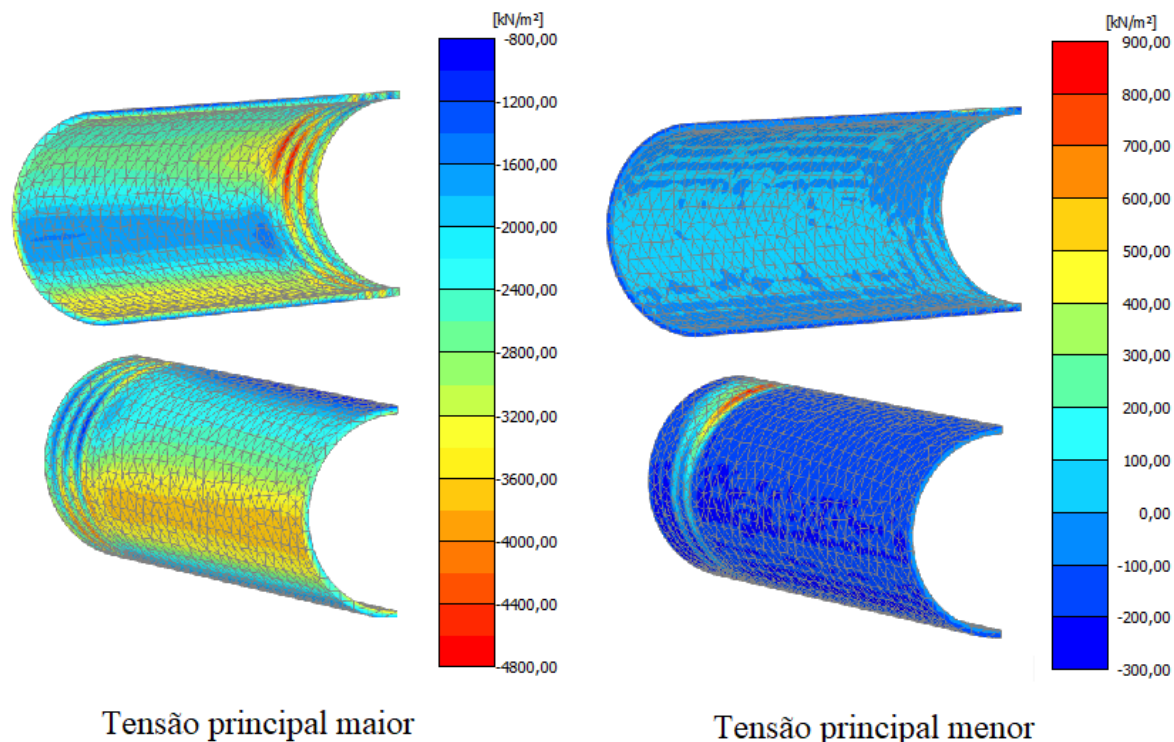


Figura 5.22 – Tensões no sistema de suporte – tensões principais maior (à esquerda) e menor (à direita), visão interna (a cima), visão externa (abaixo) – Seção 1.

Levando em consideração a norma de estruturas de concreto NBR 6118/2014, os carregamentos devem ser majorados por um fator de 1,4, e as resistências devem ser reduzidas também por um fator de 1,4, o que resulta num fator de segurança global equivalente de aproximadamente 2. Nesse trabalho o fator de segurança será determinado comparando a tensão calculada no sistema com a resistência do concreto utilizado, que vale 35 MPa para tensões de compressão e 2 para tensões de tração. Como pode ser observado na Figura 5.22, os maiores valores de tensões compressiva e de tração atuantes são de, aproximadamente, 5 MPa e 1 MPa, o que resulta num fator de segurança de 7 e 2, respectivamente. Para as tensões de tração, mesmo com o fator de segurança estando dentro do permitido, sugere-se a utilização de um reforço com barras de aço ou fibras metálicas na construção das aduelas de concreto pré moldado.

Quando se trata de deformações, devem ser analisados os deslocamentos na parede do túnel e na superfície. O deslocamento na parede do túnel após a instalação do sistema de suporte é apresentado na Figura 5.23.

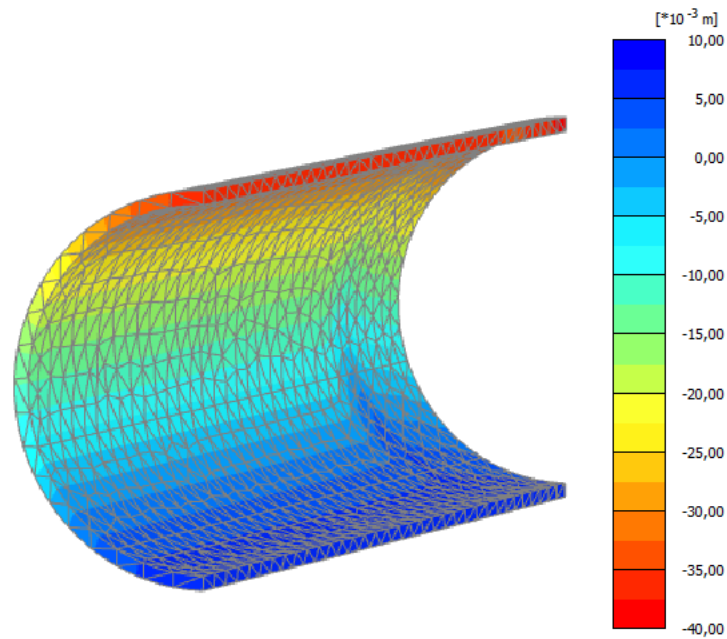


Figura 5.23 – Convergência do túnel – Seção 1.

Pode-se perceber que o maior deslocamento ocorreu na parte superior do túnel, com uma deformação de aproximadamente 40 mm, e que o deslocamento na parte inferior foi de 10 mm, o que totaliza uma redução de 50 mm no diâmetro final do túnel. Considerando que o diâmetro do túnel é de 10 m, esse valor de 50 mm representa apenas 0,5% da abertura total escavada. Logo, a convergência do túnel está dentro do aceitável e não irá impactar a sua utilização.

Em relação ao deslocamento na superfície, a bacia de recalques é apresentada nas Figuras 5.24 e 5.25.

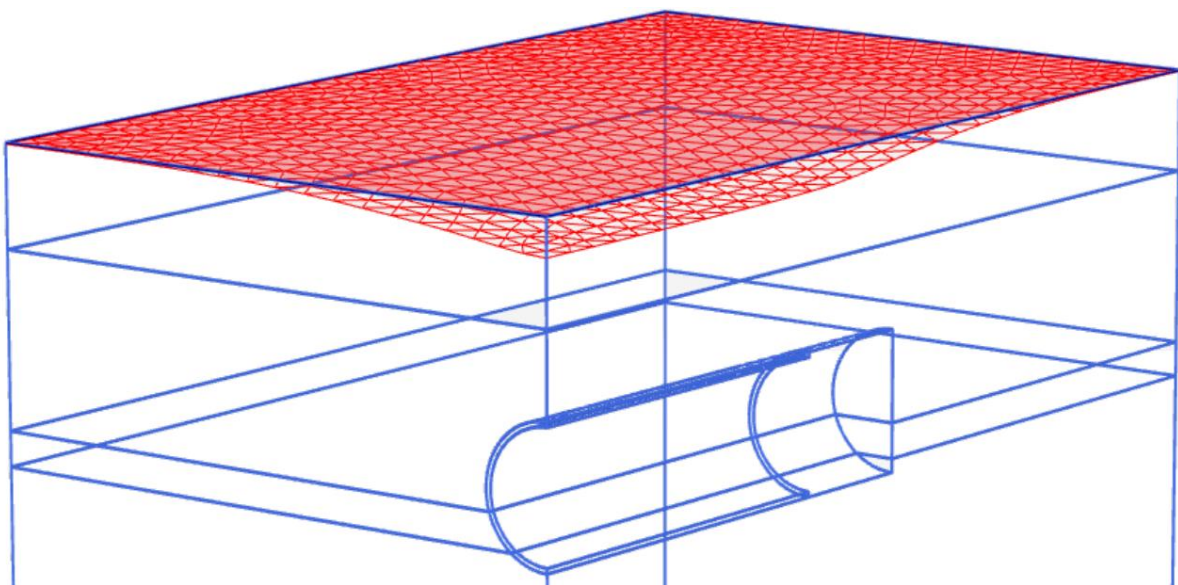


Figura 5.24 – Bacia de recalques (escala – 100x) – Seção 1.

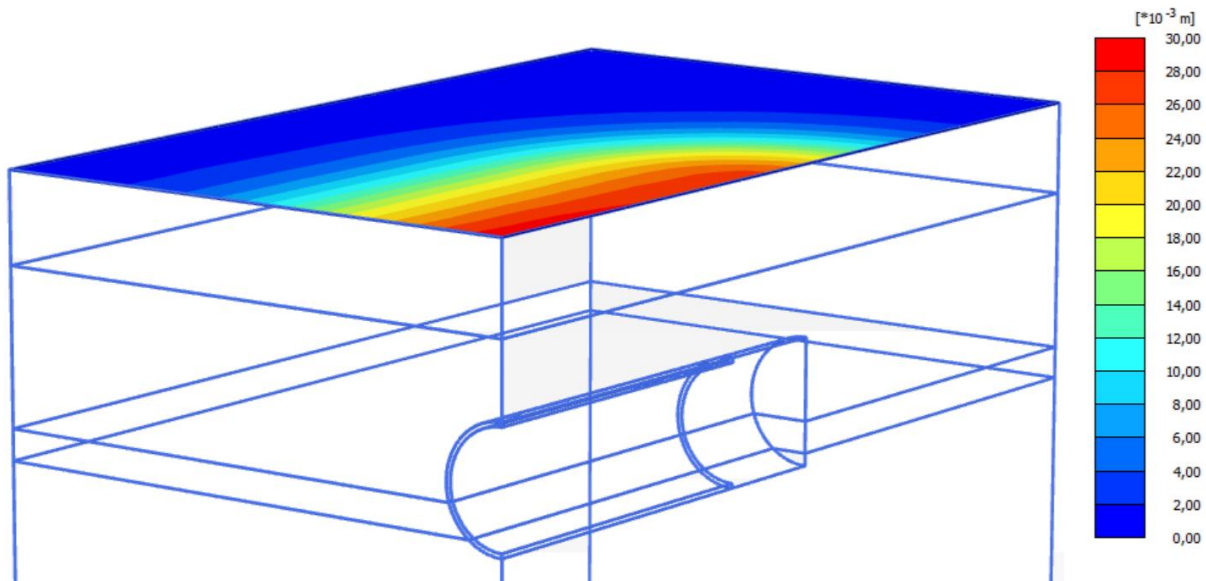


Figura 5.25 – Bacia de recalques – Seção 1.

O deslocamento da superfície em si não é um grande problema para os edifícios localizados dentro da área de alcance da bacia de recalques. É claro que recalques exagerados podem sim causar problemas, como uma dificuldade de acesso ao prédio, por exemplo, e devem ser estudados com mais detalhes. Contudo, um deslocamento de 30 mm, valor máximo mostrado na Figura 5.25, é pequeno. Por outro lado, o que realmente pode trazer danos estruturais e, em situações extremas, comprometer a segurança do estabelecimento é o recalque diferencial e, conseqüente, a distorção, calculada por:

$$\beta = \frac{\rho_2 - \rho_1}{L} \quad (5.1)$$

Onde:

β é a distorção;

ρ é o recalque vertical em um ponto específico;

L é a distância entre os pontos dos quais se se deseja medir o recalque diferencial.

Esse tipo de recalque ocorre quando uma parte da estrutura se desloca mais do que a outra, gerando esforços estruturais não previstos, que, dependendo da sua magnitude, podem levar à ruptura. Segundo dados experimentais apresentados por Bjerrum em 1963, como mostram em Hachich *et al.* (1974), tem-se os seguintes valores para o recalque diferencial:

- 1/500 (0,002) – limite para prédios onde não se admite fissuramento;
- 1/300 (0,003) – início de fissuramento de painéis de alvenaria;

- 1/250 (0,004) – inclinação visível de prédios altos e rígidos;
- 1/150 (0,007) – início de dano estrutural.

Levando em conta que elementos de fundação geralmente são distribuídos a cada 6 m e a forma como o PLAXIS disponibiliza os dados, o cálculo do recalque diferencial foi realizado ao longo de uma seção localizada no início da escavação, para distâncias de 2,5 e 5,0 m. Esses valores são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Distorções – Seção 1.

| Localização do ponto (m) | Recalque ρ sofrido pelo ponto (cm) | Distorção β a cada 2,5 m | Distorção β a cada 5,0 m |
|---------------------------------|---|--|--|
| 0,00 | 0,028989 | | |
| 2,50 | 0,02796 | 0,00041 | |
| 5,00 | 0,025503 | 0,00098 | 0,00070 |
| 7,50 | 0,022384 | 0,00125 | 0,00112 |
| 10,00 | 0,019309 | 0,00123 | 0,00124 |
| 12,50 | 0,016573 | 0,00109 | 0,00116 |
| 15,00 | 0,01403 | 0,00102 | 0,00106 |
| 17,50 | 0,011696 | 0,00093 | 0,00098 |
| 20,00 | 0,00934 | 0,00094 | 0,00094 |
| 22,50 | 0,007323 | 0,00081 | 0,00087 |
| 25,00 | 0,005547 | 0,00071 | 0,00076 |
| 27,50 | 0,004168 | 0,00055 | 0,00063 |
| 30,00 | 0,003098 | 0,00043 | 0,00049 |
| 32,50 | 0,002335 | 0,00031 | 0,00037 |
| 35,00 | 0,001792 | 0,00022 | 0,00026 |
| 37,50 | 0,00141 | 0,00015 | 0,00018 |
| 40,00 | 0,001156 | 0,00010 | 0,00013 |
| 42,50 | 0,000986 | 0,00007 | 0,00008 |
| 45,00 | 0,000883 | 0,00004 | 0,00005 |
| 47,50 | 0,000826 | 0,00002 | 0,00003 |
| 50,00 | 0,000809 | 0,00001 | 0,00001 |

Analisando os resultados obtidos, observou-se que nenhum recalque diferencial calculado ficou acima do limite estabelecido. Vale ressaltar aqui que, caso o projeto venha a ser executado, esse estudo dos recalques diferenciais deve ser realizado de maneira mais minuciosa, considerando todos os edifícios e suas respectivas fundações presentes na área de influência da bacia de recalques, ao longo de toda a linha. Além disso, deve-se simular também se as estruturas de fundação irão suportar as tensões induzidas que surgem por conta da escavação.

Portanto, levando em consideração todos os resultados apresentados, pode-se concluir que a escavação por meio da tuneladora com um suporte de 0,40 m atende satisfatoriamente a Seção 1 do traçado proposto.

5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS – SEÇÕES 2 E 3

As Seções 2 e 3 seguem o mesmo padrão da seção 1 em termos de resultados. As Figuras 5.26 a 5.30 apresentam a malhas de elementos finitos, as tensões no maciço e a poropressão após a etapa de escavação para a Seção 2 e as Figuras 5.31 a 5.35 para a Seção 3. As Figuras 5.36 e 5.37 apresentam as tensões no sistema de suporte para as Seções 2 e 3, respectivamente. Nas Figuras 5.38 a 5.40 estão representados os deslocamentos na parede do túnel após a instalação do sistema de suporte, o deslocamento na superfície e a bacia de recalques para a Seção 2, e nas Figuras 5.41 a 5.43 para a Seção 3. Por fim, as Tabelas 5.5 e 5.6 apresentam os cálculos do recalque diferencial ao longo de uma seção localizada no início da escavação para as Seções 2 e 3, respectivamente.

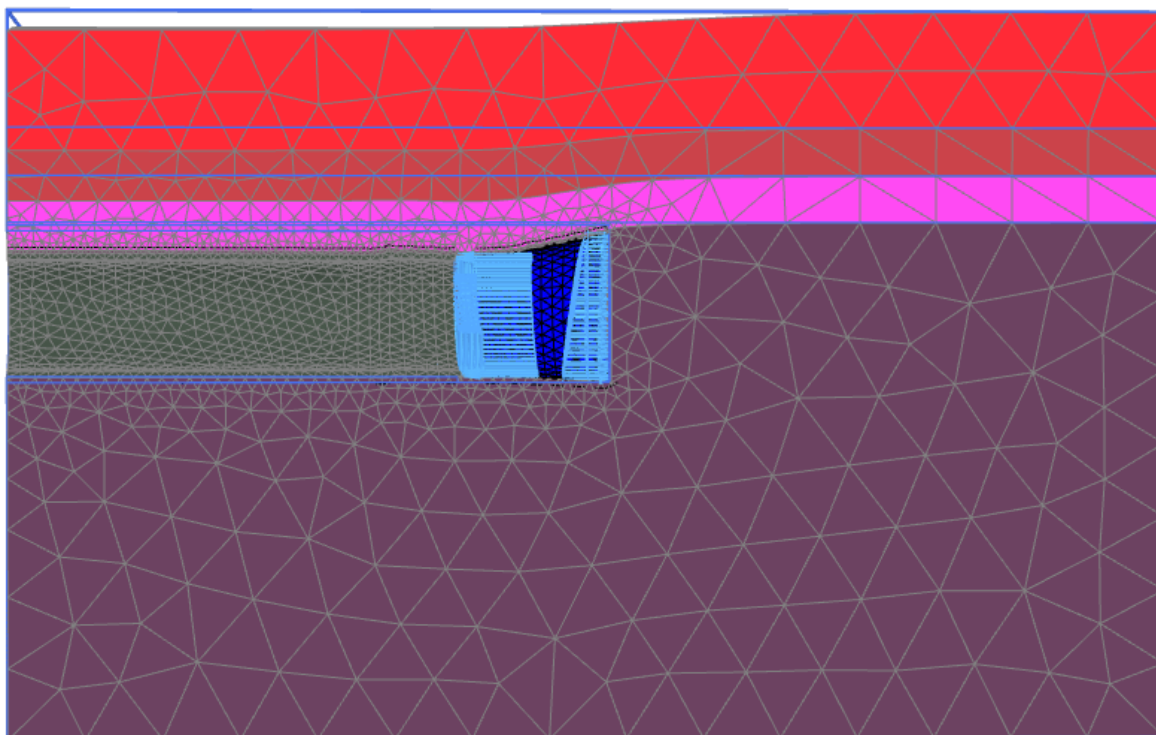


Figura 5.26 – Malha deformada (escala – 50x) – Seção 2.

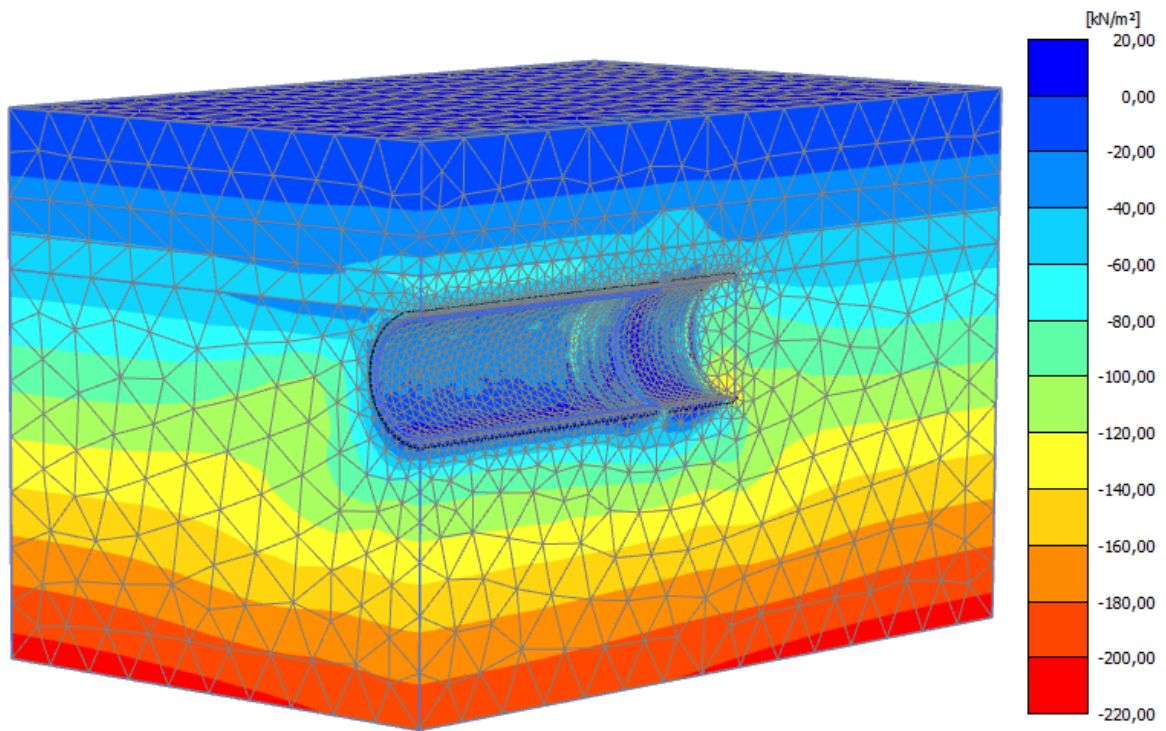


Figura 5.27 – Tensões após a escavação – tensão principal menor – Seção 2.

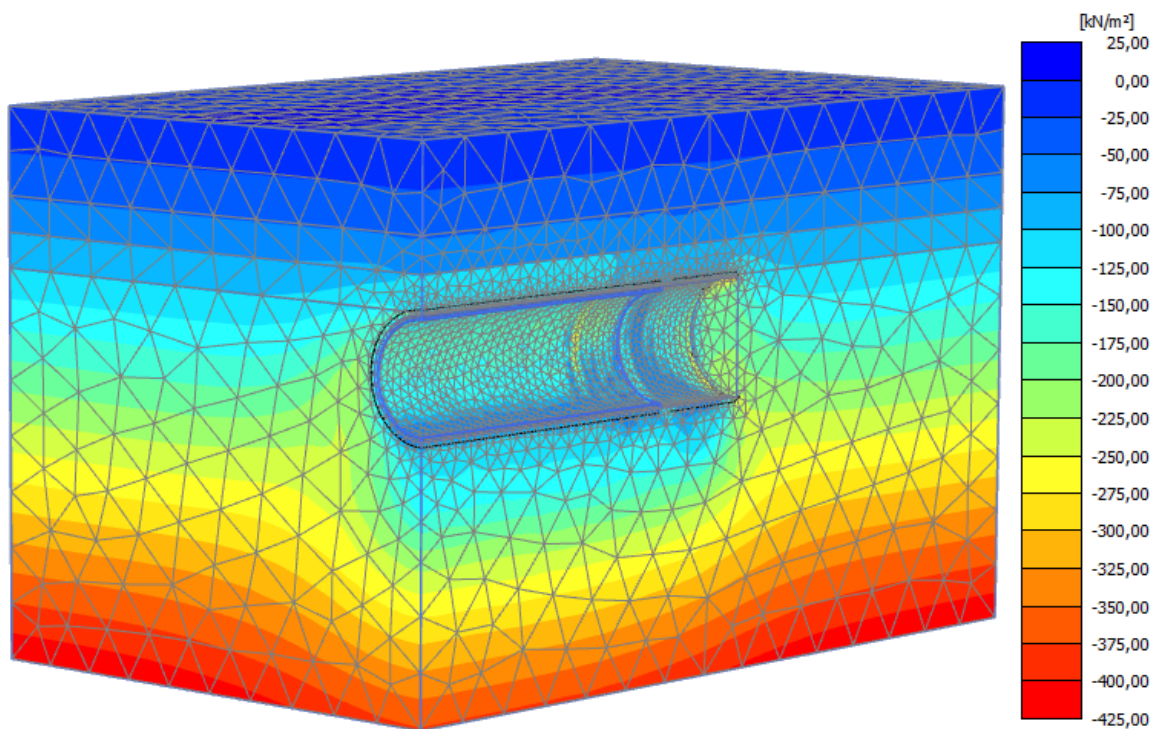


Figura 5.28 – Tensões após a escavação – tensão principal maior – Seção 2.

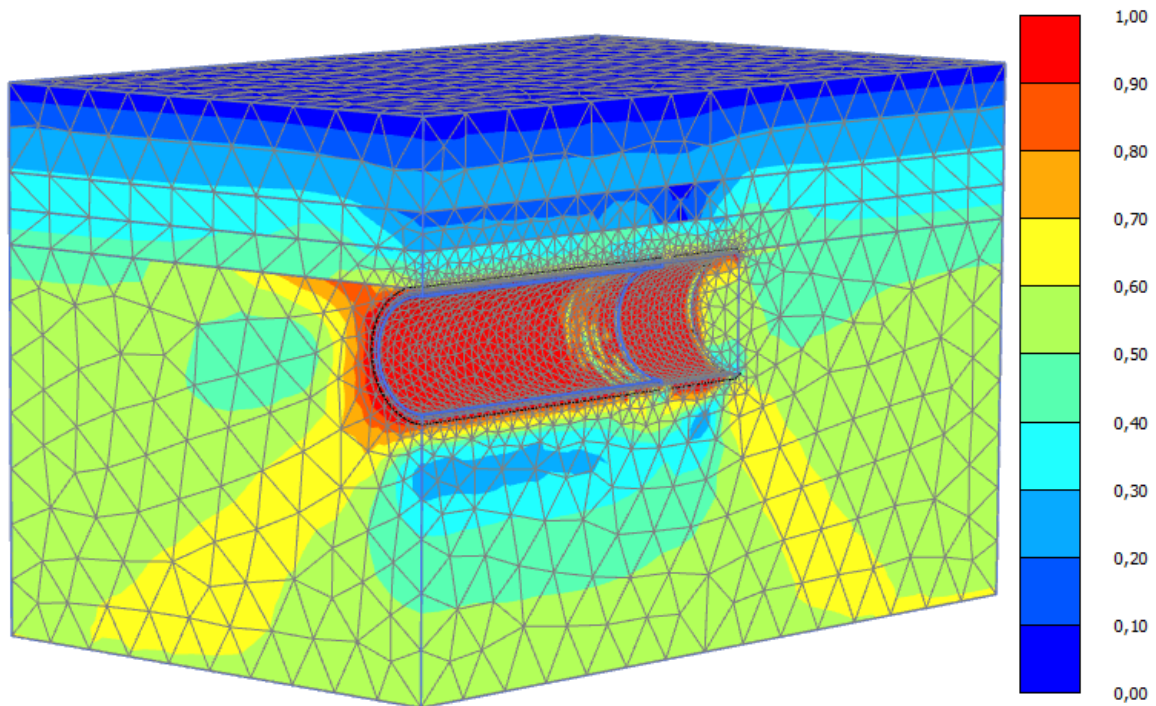


Figura 5.29 – Tensões após a escavação – tensão cisalhante relativa – Seção 2.

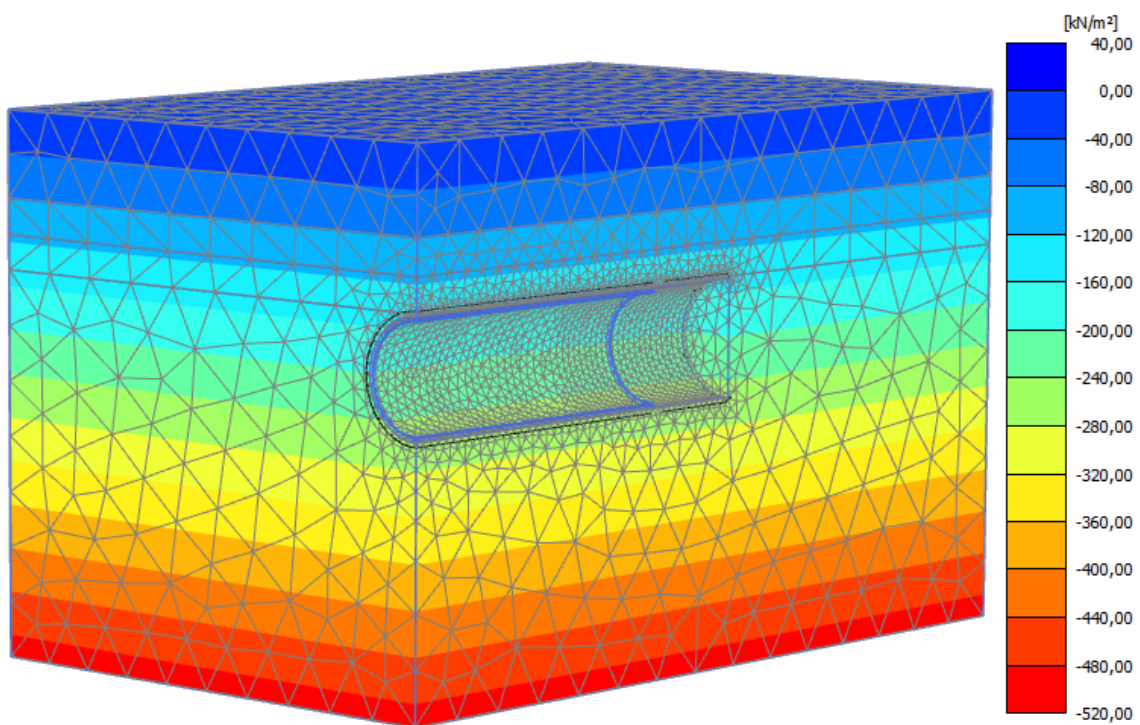


Figura 5.30 – Poro-pressão – Seção 2.

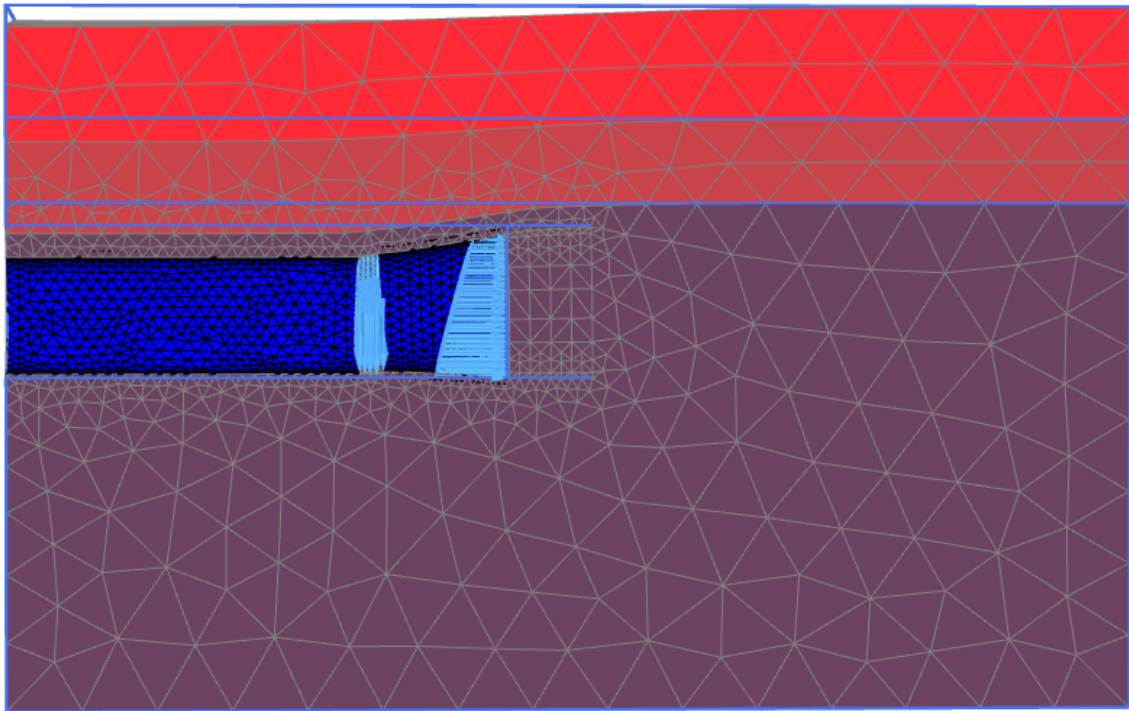


Figura 5.31 – Malha deformada (escala – 50x) – Seção 3.

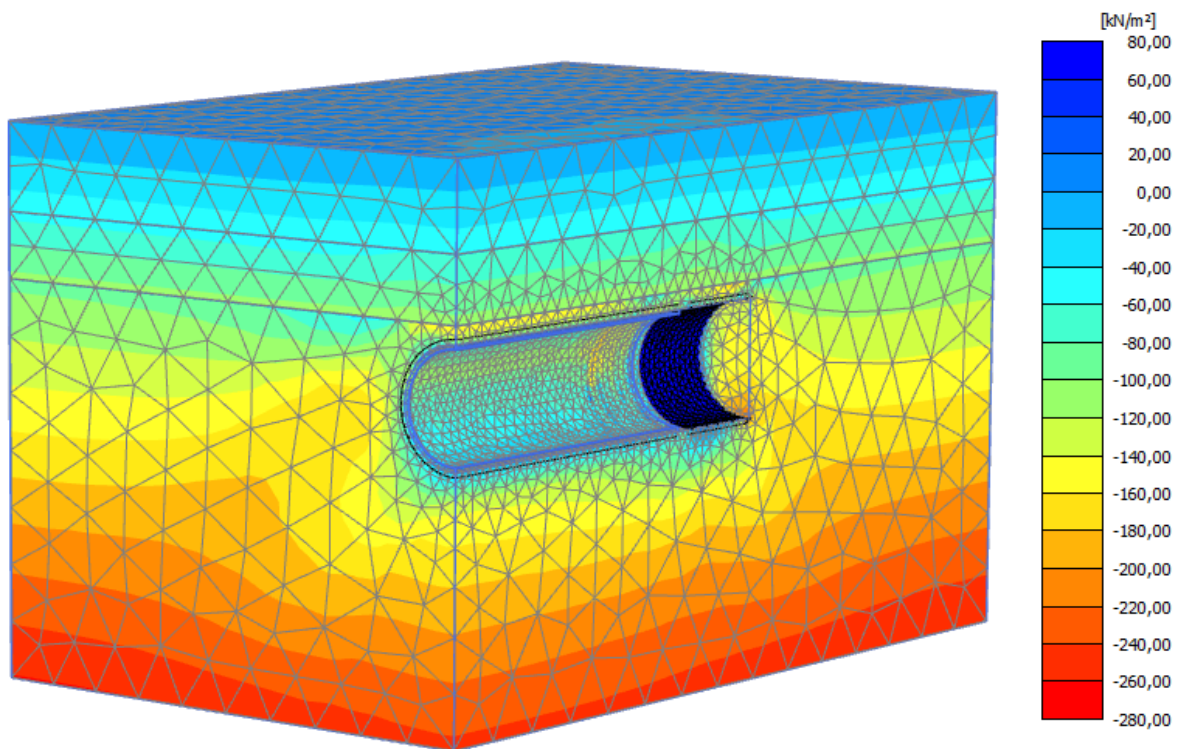


Figura 5.32 – Tensões após a escavação – tensão principal menor – Seção 3.

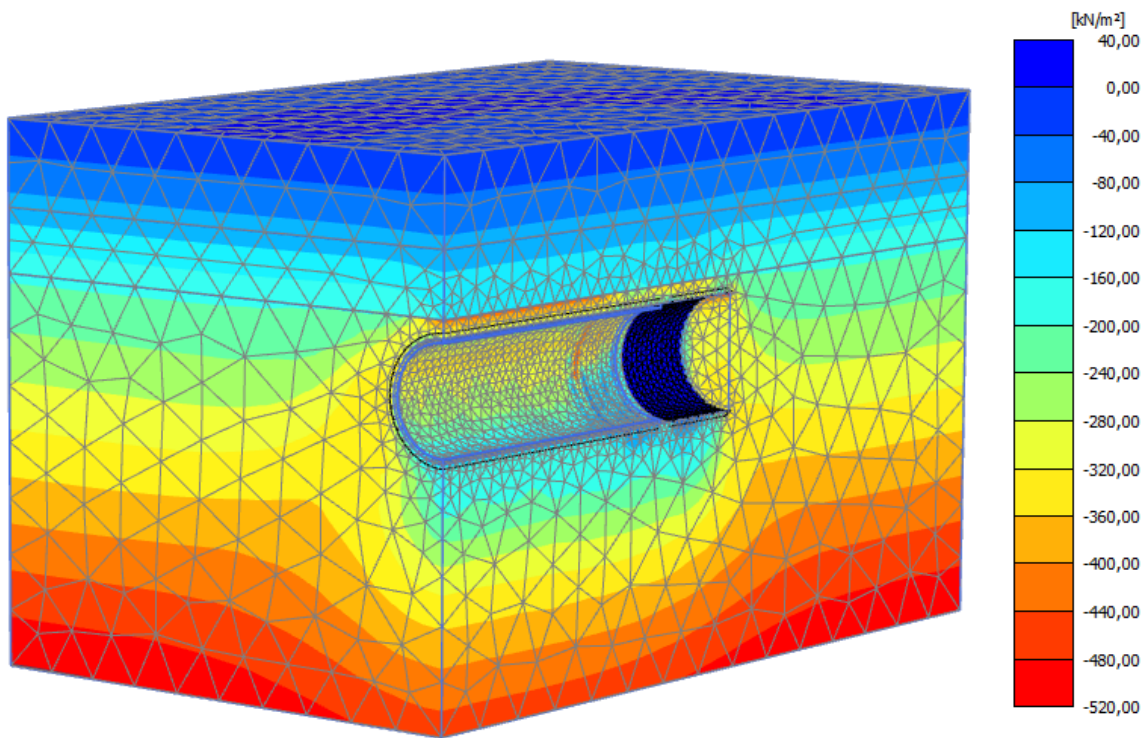


Figura 5.33 – Tensões após a escavação – tensão principal maior – Seção 3.

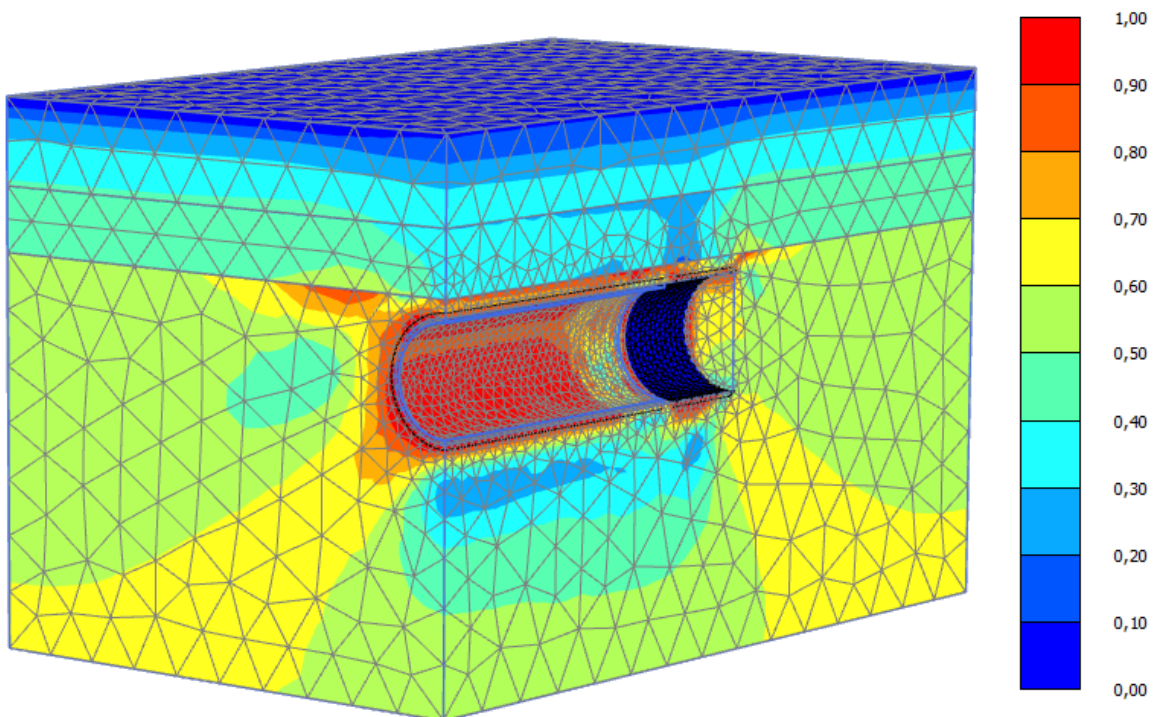


Figura 5.34 – Tensões após a escavação – tensão cisalhante relativa – Seção 3.

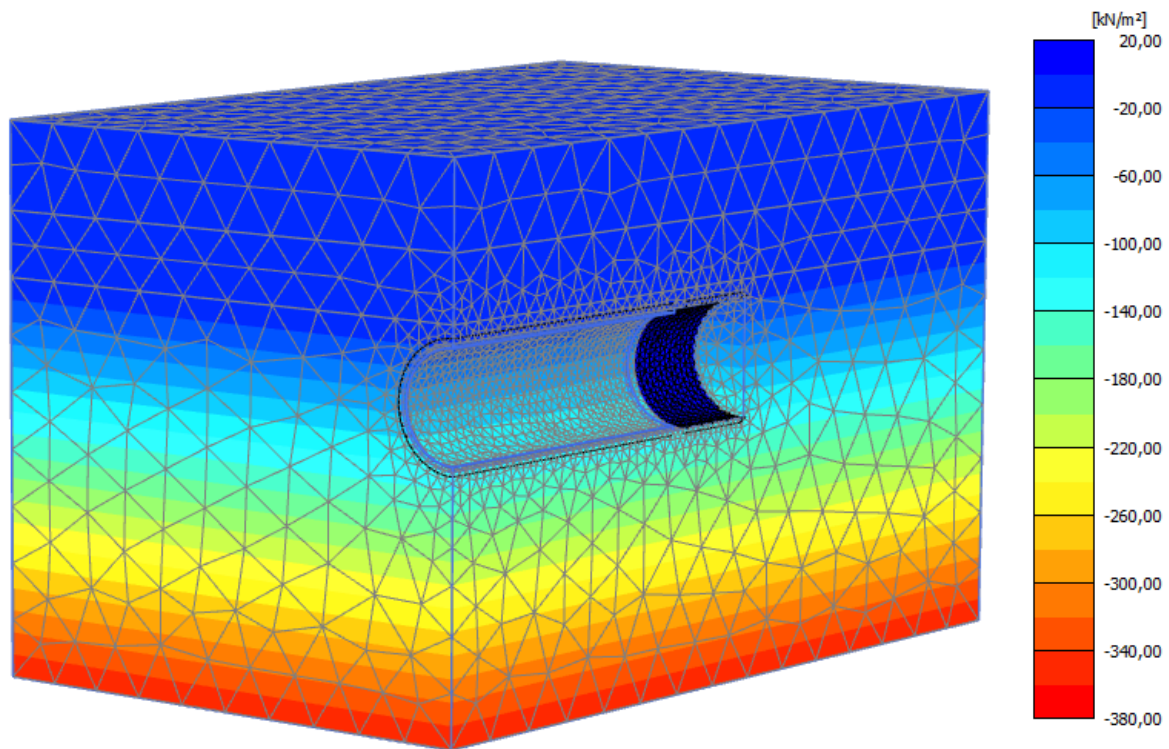


Figura 5.35 – Poro-pressão – Seção 3.

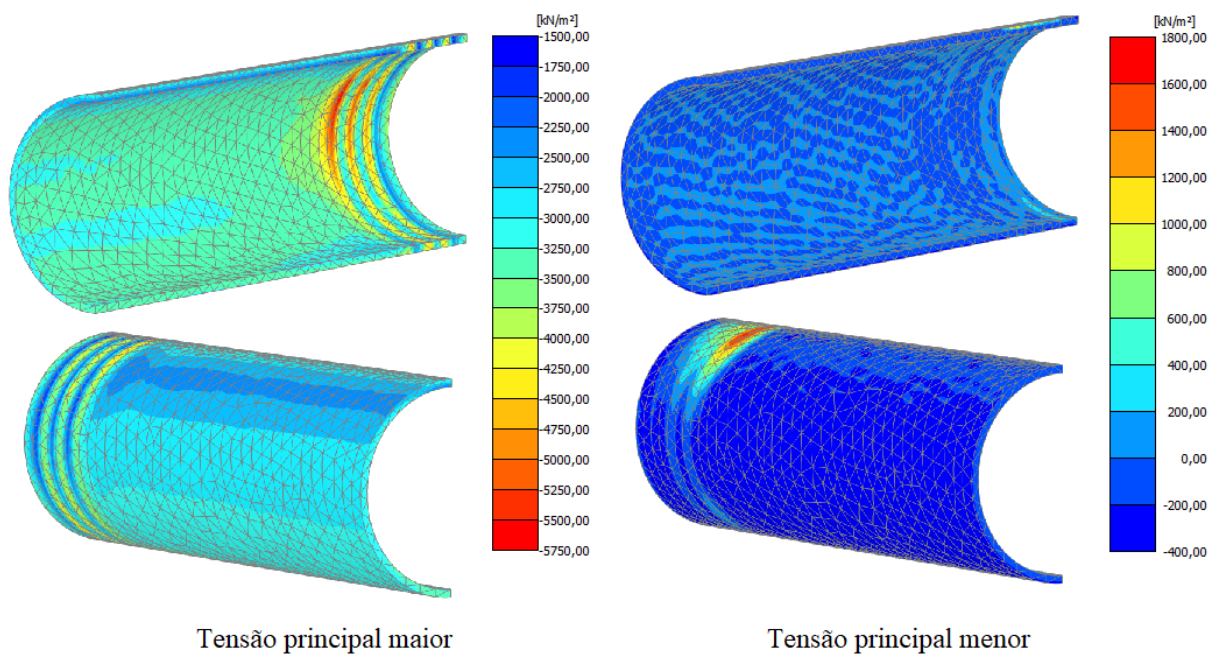


Figura 5.36 – Tensões no sistema de suporte – tensões principais maior (à esquerda) e menor (à direita), visão interna (a cima), visão externa (abaixo) – Seção 2.

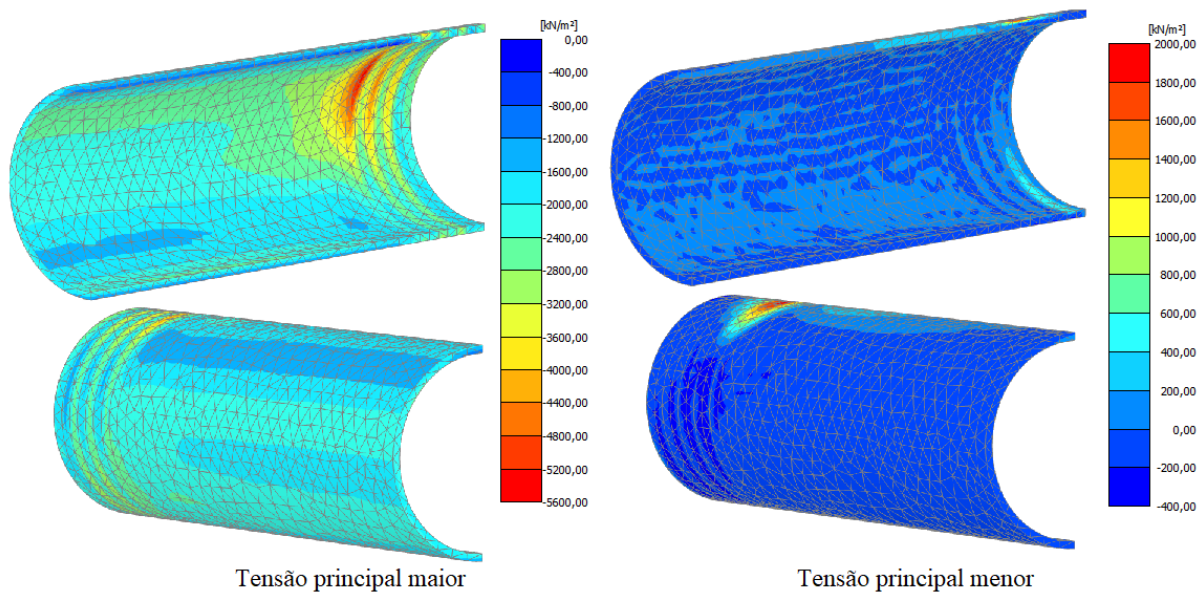


Figura 5.37 – Tensões no sistema de suporte – tensões principais maior (à esquerda) e menor (à direita), visão interna (a cima), visão externa (abaixo) – Seção 3.

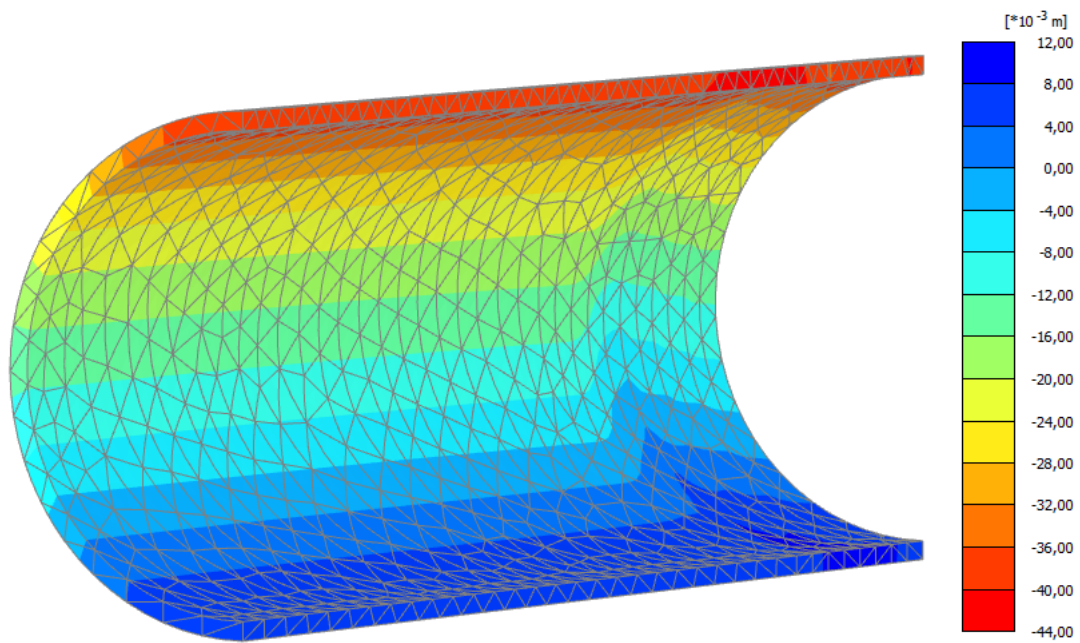


Figura 5.38 – Convergência do túnel – Seção 2.

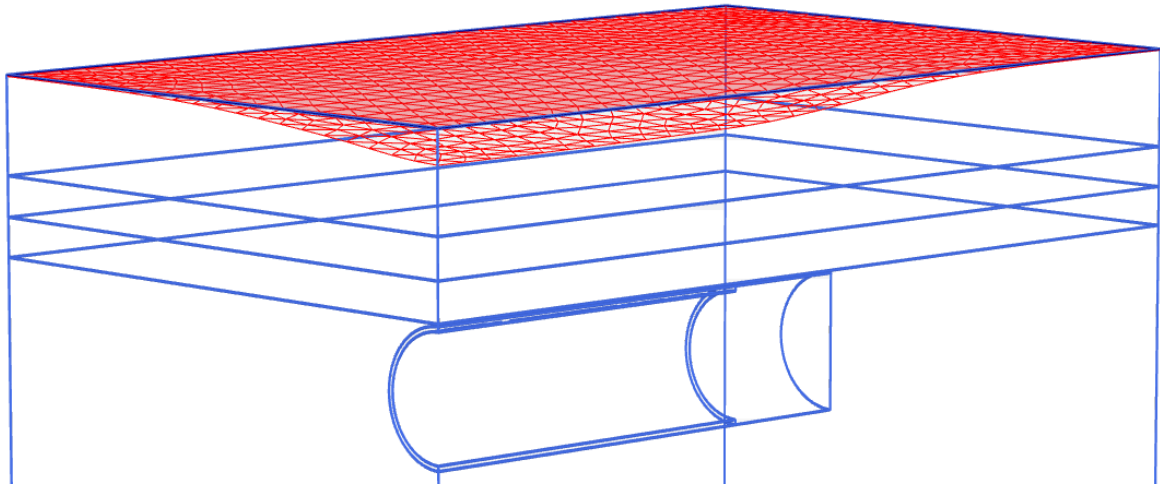


Figura 5.39 – Bacia de recalques (escala – 100x) – Seção 2.

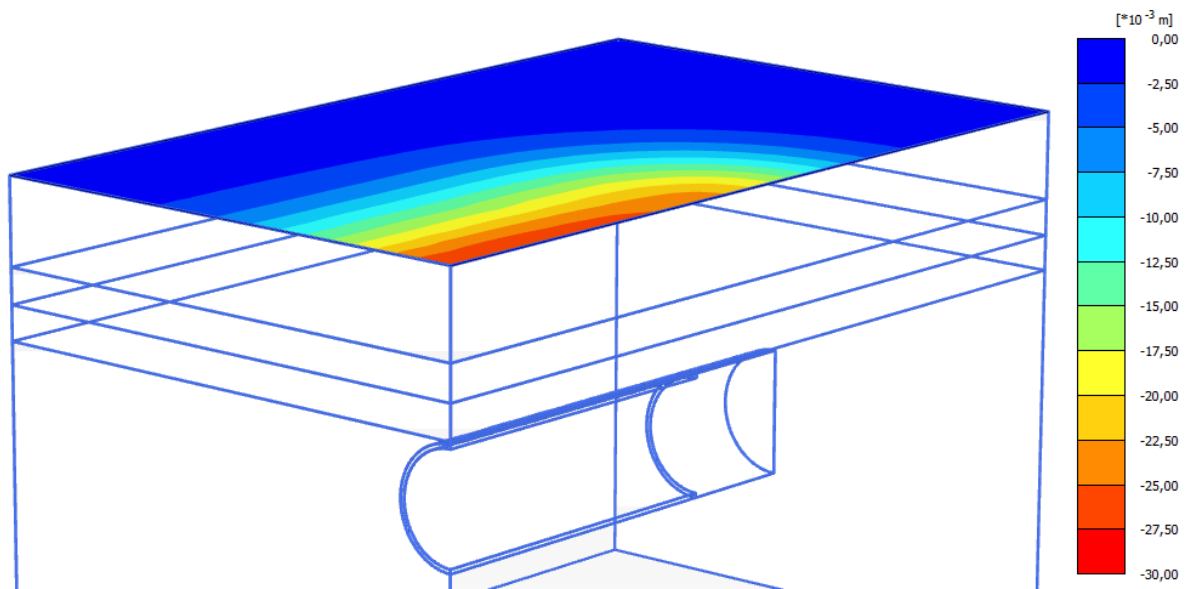


Figura 5.40 – Bacia de recalques – Seção 2.

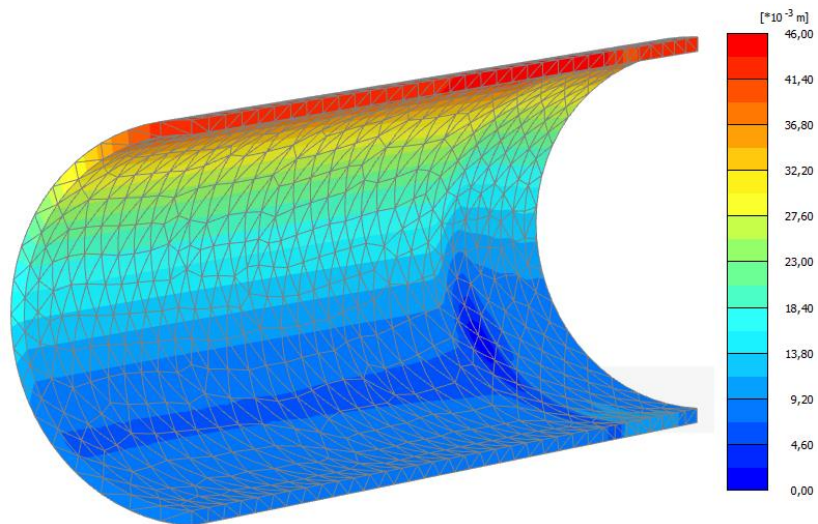


Figura 5.41 – Convergência do túnel – Seção 3.

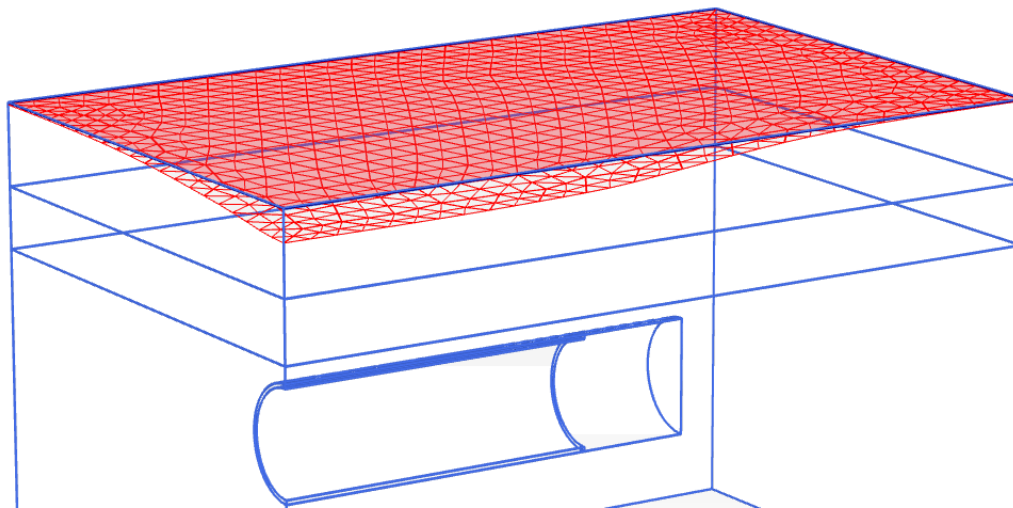


Figura 5.42 – Bacia de recalques (escala – 100x) – Seção 3.

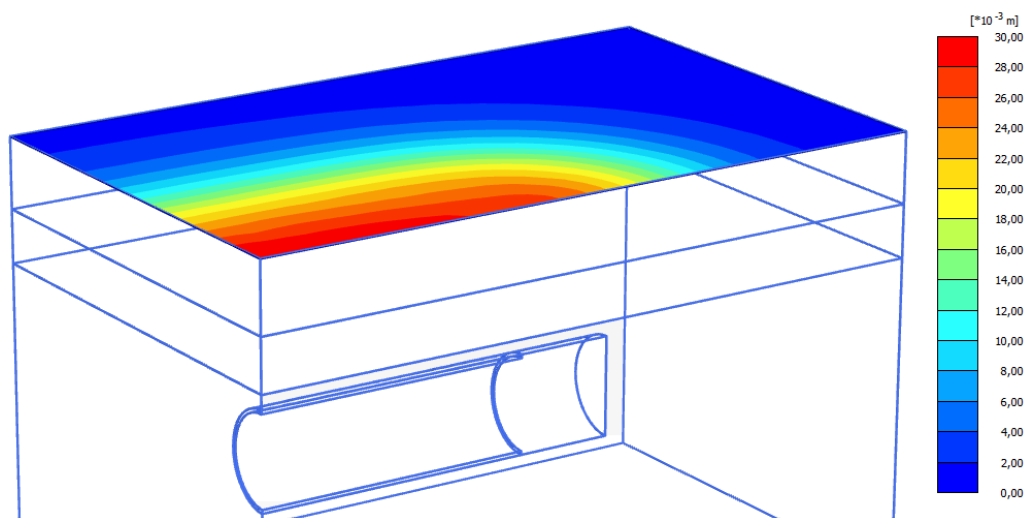


Figura 5.43 – Bacia de recalques – Seção 3.

Tabela 5.5 – Distorções – Seção 2.

| Localização do ponto (m) | Recalque ρ sofrido pelo ponto (cm) | Distorção β a cada 2,5 m | Distorção β a cada 5,0 m |
|---------------------------------|---|--|--|
| 0,00 | 0,026983 | | |
| 2,50 | 0,025953 | 0,00041 | |
| 5,00 | 0,02379 | 0,00086 | 0,00064 |
| 7,50 | 0,021003 | 0,00114 | 0,00100 |
| 10,00 | 0,018161 | 0,00112 | 0,00113 |
| 12,50 | 0,015738 | 0,00100 | 0,00106 |
| 15,00 | 0,013372 | 0,00093 | 0,00096 |
| 17,50 | 0,011239 | 0,00087 | 0,00090 |
| 20,00 | 0,008969 | 0,00089 | 0,00088 |
| 22,50 | 0,00713 | 0,00075 | 0,00082 |
| 25,00 | 0,005462 | 0,00066 | 0,00070 |
| 27,50 | 0,004218 | 0,00051 | 0,00058 |
| 30,00 | 0,003206 | 0,00040 | 0,00046 |
| 32,50 | 0,002504 | 0,00029 | 0,00035 |
| 35,00 | 0,001973 | 0,00021 | 0,00025 |
| 37,50 | 0,001607 | 0,00015 | 0,00018 |
| 40,00 | 0,001347 | 0,00010 | 0,00013 |
| 42,50 | 0,001168 | 0,00007 | 0,00009 |
| 45,00 | 0,00105 | 0,00005 | 0,00006 |
| 47,50 | 0,000984 | 0,00003 | 0,00004 |
| 50,00 | 0,000962 | 0,00001 | 0,00002 |

Tabela 5.6 – Distorções – Seção 3.

| Localização do ponto (m) | Recalque ρ sofrido pelo ponto (cm) | Distorção β a cada 2,5 m | Distorção β a cada 5,0 m |
|---------------------------------|---|--|--|
| 0,00 | 0,029651 | | |
| 2,50 | 0,028785 | 0,00035 | |
| 5,00 | 0,026614 | 0,00088 | 0,00062 |
| 7,50 | 0,023691 | 0,00126 | 0,00107 |
| 10,00 | 0,020571 | 0,00128 | 0,00127 |
| 12,50 | 0,017863 | 0,00113 | 0,00121 |
| 15,00 | 0,015361 | 0,00099 | 0,00106 |
| 17,50 | 0,013065 | 0,00097 | 0,00098 |
| 20,00 | 0,010649 | 0,00097 | 0,00097 |
| 22,50 | 0,008659 | 0,00085 | 0,00091 |
| 25,00 | 0,00679 | 0,00076 | 0,00081 |
| 27,50 | 0,005323 | 0,00063 | 0,00070 |
| 30,00 | 0,004132 | 0,00049 | 0,00056 |
| 32,50 | 0,003284 | 0,00037 | 0,00043 |
| 35,00 | 0,002619 | 0,00028 | 0,00033 |
| 37,50 | 0,00218 | 0,00019 | 0,00024 |
| 40,00 | 0,001853 | 0,00014 | 0,00017 |
| 42,50 | 0,001637 | 0,00010 | 0,00012 |
| 45,00 | 0,001493 | 0,00006 | 0,00008 |
| 47,50 | 0,001415 | 0,00004 | 0,00005 |
| 50,00 | 0,001388 | 0,00001 | 0,00002 |

Analisando os resultados encontrados por tópicos, tem-se que:

- **Pressão da injeção de graute:**
 - **Seção 1:** a pressão prevista inicialmente de 100 kPa, com incremento de 20 kPa/m foi suficiente;
 - **Seção 2:** foi necessário o aumento da pressão prevista inicialmente para 150 kPa, com incremento de 20 kPa/m, de forma a garantir a estabilidade do maciço;
 - **Seção 3:** a pressão prevista inicialmente de 100 kPa, com incremento de 20 kPa/m foi suficiente;
- **Pressão de suporte da face:**
 - **Seção 1:** foi necessário o aumento da pressão prevista inicialmente para 125 kPa, com incremento de 18 kPa/m, de forma a garantir a estabilidade da face;
 - **Seção 2:** foi necessário o aumento da pressão prevista inicialmente para 200 kPa, com incremento de 18 kPa/m, de forma a garantir a estabilidade da face;
 - **Seção 3:** foi necessário o aumento da pressão prevista inicialmente para 130 kPa, com incremento de 18 kPa/m, de forma a garantir a estabilidade da face;
- **Estado de tensões:**
 - **Seção 1:** a estado de tensões do maciço foi alterado na região próxima à escavação. Contudo, essa mudança não gerou grandes impactos no meio, como uma ruptura globalizada, por exemplo. Em relação à tensão cisalhante relativa, apenas uma parte próxima à escavação possui valor a igual a 1, o que significa que naquela região específica houve plastificação do solo, podendo gerar localmente algum caso de instabilidade local, mas não comprometendo a estabilidade global;
 - **Seções 2 e 3:** a estado de tensões do maciço foi alterado na região próxima à escavação. Em relação à tensão cisalhante relativa, percebe-se que a região próxima à escavação possui valor igual a 1, como pode ser observado nas Figuras 5.29 e 5.34, o que significa que naquela região específica houve plastificação do solo. Contudo, não há risco de ruptura, pois a todo momento

o meio é estabilizado, seja pelo escudo da tuneladora, seja pelo sistema de suporte;

- **Tensões no sistema de suporte:**

- **Seção 1:** os maiores valores de tensões compressiva e de tração atuantes são de, aproximadamente, 5 MPa e 1 MPa, o que resulta num fator de segurança de 7 e 2, respectivamente. Para as tensões de tração, mesmo com o fator de segurança estando dentro do permitido, sugere-se a utilização de um reforço com barras de aço ou fibras metálicas na construção das aduelas de concreto pré moldado;
- **Seção 2:** os maiores valores de tensões compressiva e de tração atuantes são de, aproximadamente, 6 MPa e 2 MPa, o que resulta num fator de segurança de 5,8 e 1, respectivamente. Para as tensões de tração, será necessário um reforço com barras de aço ou fibras, para que o fator de segurança possa estar dentro do estabelecido em norma;
- **Seção 3:** os maiores valores de tensões compressiva e de tração atuantes são de, aproximadamente, 5,6 MPa e 2 MPa, o que resulta num fator de segurança de 6,25 e 1, respectivamente. Para as tensões de tração, será necessário um reforço com barras de aço ou fibras, para que o fator de segurança possa estar dentro do estabelecido em norma;

- **Deslocamentos no sistema de suporte:**

- **Seção 1:** o maior deslocamento ocorreu na parte superior do túnel, com uma deformação de aproximadamente 40 mm, e o deslocamento na parte inferior foi de 10 mm, o que totaliza uma redução de 50 mm no diâmetro final do túnel. Considerando que o diâmetro do túnel é de 10 m, esse valor de 50 mm representa apenas 0,5% da abertura total escavada. Logo, a convergência do túnel está dentro do aceitável e não irá impactar a sua utilização;
- **Seção 2:** o maior deslocamento ocorreu na parte superior do túnel, com uma deformação de aproximadamente 44 mm, e que o deslocamento na parte inferior foi de 12 mm, o que totaliza uma redução de 56 mm no diâmetro final do túnel. Considerando que o diâmetro do túnel é de 10 m, esse valor de 56 mm representa apenas 0,56% da abertura total escavada. Logo, a convergência do túnel está dentro do aceitável e não irá impactar a sua utilização;

- **Seção 3:** o maior deslocamento ocorreu na parte superior do túnel, com uma deformação de aproximadamente 46 mm, e que o deslocamento na parte inferior foi de 10 mm, o que totaliza uma redução de 56 mm no diâmetro final do túnel. Considerando que o diâmetro do túnel é de 10 m, esse valor de 56 mm representa apenas 0,56% da abertura total escavada. Logo, a convergência do túnel está dentro do aceitável e não irá impactar a sua utilização;
- **Deslocamentos na superfície:**
 - **Seções 1, 2 e 3:** nenhum recalque diferencial calculado ficou acima do limite estabelecido.

Portanto, levando em consideração todos os resultados apresentados, pode-se concluir que a escavação por meio da tuneladora com um suporte de 0,40 m atende satisfatoriamente às três Seções do traçado proposto. Cabe destacar aqui que, com base nos resultados para a tensão cisalhante relativa para as seções 2 e 3, uma escavação de face plena pelo método convencional seria muito desafiadora, uma vez que o meio necessita a todo momento de algum tipo de suporte para se manter estável. Para que o método convencional fosse utilizado, seria necessária a parcialização da face, procedimento que aumenta o tempo de construção, ou a utilização de métodos de reforço do solo, procedimento que aumenta o custo da obra.

5.5 COMPARAÇÃO COM A ESCAVAÇÃO DO TRECHO ASA SUL

Conforme já dito anteriormente, o túnel da Asa Sul do Metrô/DF foi escavado de forma convencional, com base no método convencional. Teixeira (1994) realizou o estudo completo de quatorze seções instrumentadas do trecho PP3, emboque norte, doravante chamado de trecho PP3, dessa escavação (Figura 4.6). Na Tabela 5.7 são apresentados os valores do recalque final na superfície (S_s), do recalque final no teto do túnel (S_c), do recalque na superfície na passagem da face e da relação S_s/S_c , tanto para as seções analisada por Teixeira (1994) como para as seções simuladas neste estudo.

Analisando os dados apresentados, tem-se que os recalques encontrados na simulação da escavação por tuneladora foram muito abaixo dos medidos na escavação pelo método convencional. Para os recalques no teto do túnel, os valores foram, em média, 30% menores. Já para os recalques na superfície, essa diferença chega a 75% na passagem da face e a 80% para o recalque final. Mesmo que em cada seção a distribuição das camadas de solo seja variável, a diferença encontrada confirma que a escavação por tuneladora tipo EPB apresenta valores muito menores de recalque quando comparados com a escavação pelo método convencional.

Tabela 5.7 – Comparação de recalques – Trecho PP3 x Simulação Asa Norte.

| Seção | Recalque Final na Superfície S_s (mm) | Recalque final no teto do túnel S_c (mm) | Recalque na superfície na passagem da face (mm) | Relação S_s/S_c |
|---|---|--|---|-------------------|
| Trecho PPE – método convencional | | | | |
| S4087 | -80,90 | -32,49 | -40,30 | 2,49 |
| S4089 | -123,40 | -62,10 | -63,20 | 1,99 |
| S4104 | -152,00 | -60,93 | -82,40 | 2,49 |
| S4124 | -226,50 | -120,00 | -150,40 | 1,89 |
| S4134 | -220,00 | -88,35 | -153,80 | 2,49 |
| S4154 | -151,40 | -60,80 | -59,80 | 2,49 |
| S4214 | -186,30 | -74,82 | -61,90 | 2,49 |
| S4234 | -185,70 | -74,58 | -60,90 | 2,49 |
| S4274 | -165,20 | -66,35 | -72,80 | 2,49 |
| S4294 | -168,40 | -67,67 | -92,80 | 2,49 |
| S4314 | -135,20 | -54,30 | -88,50 | 2,49 |
| S4334 | -71,70 | -28,80 | -33,00 | 2,49 |
| S4350 | -38,60 | -15,50 | -25,50 | 2,49 |
| S4379 | -52,30 | -31,00 | -28,60 | 1,69 |
| Média | -139,83 | -59,84 | -72,42 | 2,35 |
| Simulação Asa Norte – método TBM | | | | |
| Seção 1 | -28,45 | -37,95 | -17,98 | 0,75 |
| Seção 2 | -27,10 | -40,49 | -17,58 | 0,67 |
| Seção 3 | -29,77 | -45,17 | -19,25 | 0,66 |
| Média | -28,44 | -41,20 | -18,27 | 0,69 |

Outro dado importante foi que os recalques medidos na superfície das seções do trecho PP3 foram muito maiores que os recalques no teto do túnel, resultando em uma razão S_s/S_c média de 2,35. Teixeira (1994) informa que esse fenômeno é o resultado do comportamento colapsível do solo de Brasília. Já na simulação ocorreu o contrário, com os recalques do teto do túnel sendo superiores que os da superfície, resultando em uma razão S_s/S_c média de 0,69. Ou seja, mesmo utilizando parâmetros do solo colapsível de Brasília na simulação, a escavação por tuneladora tipo EPB causou menos impactos no maciço, não acionando, dessa maneira, o comportamento colapsível do solo.

Na Figura 5.44 são apresentadas as bacias de recalque finais das seções simuladas e a padrão para o trecho PP3, segundo Teixeira (1994).

Analisando as bacias de recalque, novamente percebe-se como os recalques pela escavação com tuneladora são menores dos que os encontrados para o mesmo tipo de solo com escavação pelo método convencional. Contudo, percebe-se que, com o método convencional, os recalques na superfície se concentram mais em torno do eixo, e quase não há reflexo da escavação a uma distância de 1,5 diâmetros do eixo. Já para a escavação com a tuneladora esses

recalques ocorrem de forma mais espalhada, sendo percebidos a distâncias de até 3 diâmetros do eixo.

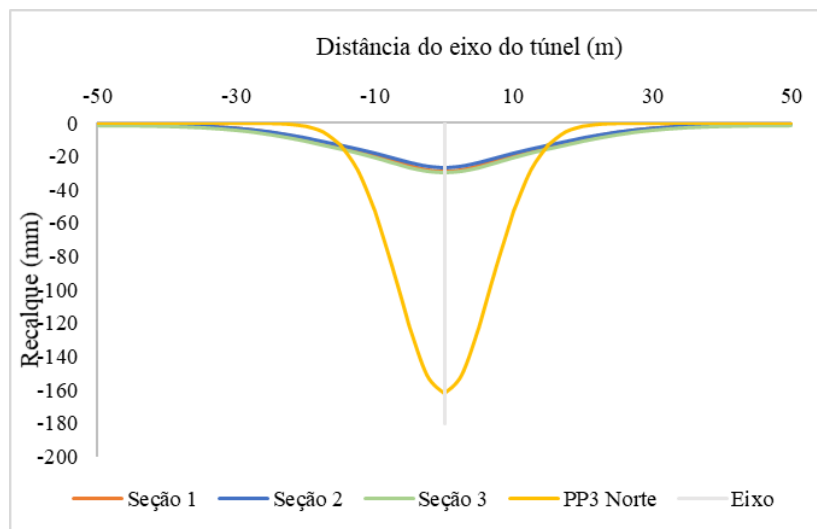


Figura 5.44 – Bacia de recalques – Trecho PP3 x Simulação.

Em relação aos recalques superficiais ao longo da escavação do túnel, os resultados medidos no trecho PP3 e nas simulações são apresentados nas Figuras 5.45 e 5.46. Para o trecho PP3, foi desenvolvido um corte longitudinal representativo, com base nos resultados medidos em cada seção.

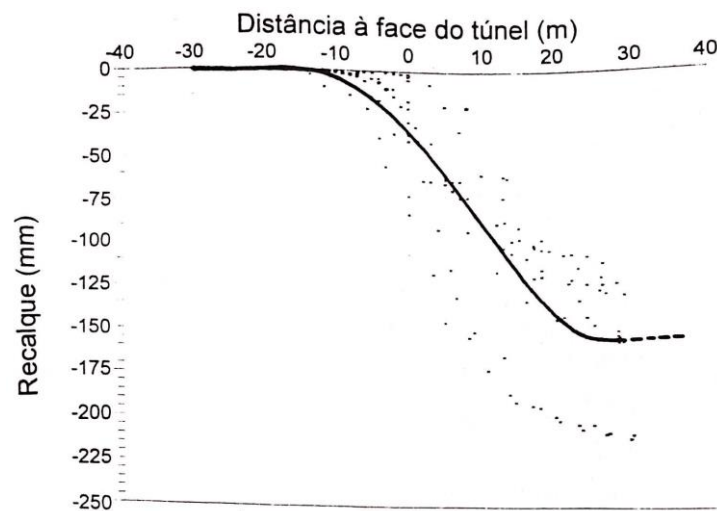


Figura 5.45 – Recalque superficial x distância à face do túnel – PP3 (Teixeira, 1994).

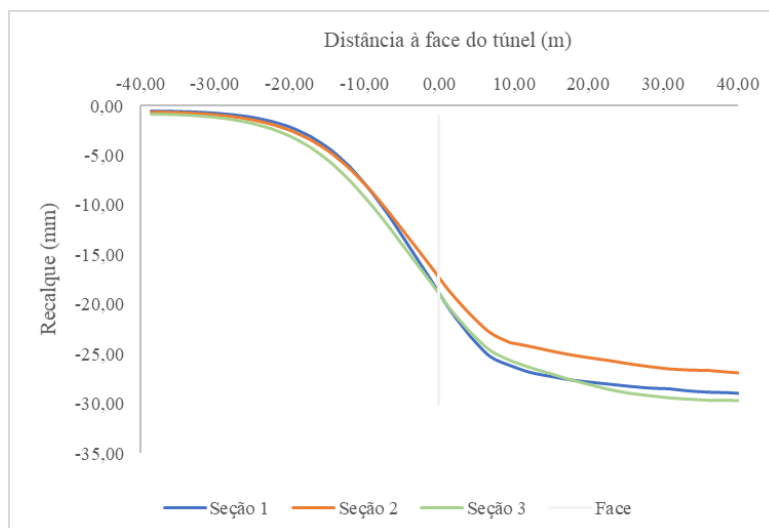


Figura 5.46 – Recalque superficial x distância à face do túnel – Simulação.

Novamente é possível perceber que os recalques foram menores na simulação de escavação com tuneladora tipo EPB. Seus efeitos na superfície começaram a ser percebidos a uma distância de dois diâmetros da face, e esses efeitos praticamente cessaram a uma distância de menos de um diâmetro da face. Já na escavação com o método convencional esses efeitos só se refletiram na superfície a uma distância de um diâmetro da face, mas cessaram a mais de dois diâmetros da face.

6. CONCLUSÕES

Com base na literatura disponível, foi feito um estudo das principais características de grandes obras subterrâneas nas cidades, apresentando as peculiaridades do meio urbano, as condições do maciço neste ambiente e os possíveis cenários de risco. Em seguida, focou-se em descrever as tuneladoras. Foi realizado um breve histórico de como elas evoluíram ao longo dos anos, e seus elementos gerais e principais tipos existentes atualmente no mercado foram apresentados. Foram debatidas as vantagens e desvantagens do uso dessa tecnologia em obras subterrâneas. Realizou-se uma discussão acerca da estabilização de face em escavações com tuneladoras do tipo EPB, e por fim foi feita uma breve apresentação de como dimensionar esse tipo de tuneladora. Posteriormente, foi exposto um histórico do metrô do Distrito Federal, e quais são os projetos para a expansão do sistema. As características regionais de geologia de engenharia e geotécnicas da região foram apresentadas, e sugeriu-se um traçado para a expansão do metrô para a Asa Norte. Por fim, foi realizada uma análise numérica de três seções do traçado proposto, simulando a escavação por tuneladora tipo EPB. Os resultados desse estudo foram apresentados e discutidos, comparando os desempenhos de cada seção com os resultados medidos durante a escavação do túnel do metrô no trecho Asa Sul.

Nesse trabalho, propôs-se escavar a expansão do metrô do Distrito Federal ao longo da Asa Norte utilizando uma tuneladora do tipo EPB. Esse tipo de tuneladora é o mais indicado para o solo de Brasília, que é formado principalmente por argila colapsível. Além disso, como a linha irá passar no meio da cidade, é desejável que não haja interferência com a vida urbana ao redor, tanto no quesito de desvios de trânsito quanto no quesito de recalques sofridos pelas estruturas na superfície, e novamente a tuneladora do tipo EPB atende essas exigências.

O traçado proposto foi apresentado, de maneira que a cobertura do túnel ficasse entre 10 e 20 m, evitando que o túnel ficasse muito raso, cenário de maior probabilidade de ruptura de teto, ou muito profundo, cenário que dificulta a construção, operação e manutenção das estações. Contudo, essa é apenas uma proposta. Caso ela venha a ser colocada em prática, recomenda-se que sejam realizados novos estudos geotécnicos para garantir que não houve mudanças no meio, assim como o levantamento das estruturas presentes na superfície ao longo do traçado, que impactam diretamente o maciço e também são impactadas pela escavação.

Foram escolhidas três seções para a realização da simulação numérica, de maneira que diferentes combinações de camadas do solo fossem analisadas, e seus resultados foram comparados com a escavação pelo método convencional realizada no trecho da Asa Sul. Após

analisar o desempenho de cada seção, a proposta inicial de escavar a linha por meio de uma máquina tuneladora tipo EPB se confirmou. Mesmo a escavação pelo método convencional apresentando reflexos na superfície a distâncias menores que a escavação por tuneladora, os recalques finais gerados pela última foram até 80% menores. Além disso, os recursos de estabilização do maciço e da face da tuneladora impediram que o comportamento colapsível do solo de Brasília fosse acionado, permitindo, dessa forma, que a escavação ocorra de forma mais rápida e segura.

Por fim, vale destacar que todos os métodos possuem vantagens e desvantagens. Caso o trecho venha a ser escavado, é necessário realizar o levantamento de todas as vantagens e desvantagens de cada método, para que possa ser feita uma escolha consciente e para que as desvantagens sejam minimizadas e monitoradas ao longo da construção.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De acordo com observado nesta dissertação algumas sugestões podem ser feitas para próximos trabalhos:

- Analisar como a alteração das pressões de estabilização de face e injeção de groute alteram a resposta do maciço em relação às tensões e principalmente às deformações;
- Verificar se a simulação do trecho proposto com rebaixamento de lençol freático apresenta melhores resultados em relação aos recalques do meio;
- Fazer a simulação levando em consideração as estruturas presentes na superfície ao longo do traçado, estudando como elas impactam na resposta do maciço à escavação e como a escavação impacta essas estruturas;
- Fazer uma análise de risco da escavação do trecho proposto, levando em consideração as estruturas presentes no entorno e os possíveis cenários de ocorrências e os consequentes danos causados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2014). Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento. NBR 6118, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 170p.
- ALVES, P. C. (2009). Cartografia Geotécnica para Obras Subterrâneas: Condições de Construções de Garagens Subterrâneas e Metrô no Plano Piloto de Brasília. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 178/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.
- ARAKI, M.S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.
- ASSIS, A. P. (2002). Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas - Notas de Aula. Departamento Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- AZEVEDO, A. F. M. (2003). Método dos Elementos Finitos. 1a. Edição Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, Porto, Portugal.
- BAKKER, K. J. (2003). Structural design of linings for bored tunnels in soft ground. *Heron*. 48 (1), p33-61.
- BARBOSA, M.G.T. (2017). Estudo do efeito de injeções cimentícias no comportamento de túneis rasos em solos metaestáveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-296/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139 p.
- BARBOSA, M. G. T. & Assis, A. P. (2017). Analysis of shallow-tunnel portals with numerical three-dimensional simulations. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions*. Bergen, Norway, 6p.
- BLANCO, S. B. (1995). Aspectos de Geologia de Engenharia da Escavação do Metrô de Brasília – Trecho Asa Sul. Dissertação de Mestrado, publicação nº G.DM 019/95. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95p.
- BOROIANU, C., MIREA, B. I., CALINESCU, S. (2017). M6 Metro Line Extension in Bucharest, Romania. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions*. Bergen, Norway, 8p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & MORTARI, D. (1994). Caracterização geotécnica de solos porosos do Distrito Federal. 3º Simpósio Brasileiro de Escavação Subterrânea. Brasília, DF. v: 1, p:109-122.
- CARNEIRO, P. J. R. (1999). Mapeamento Geotécnico e Caracterização dos Materiais Naturais de Construção do Distrito Federal: Uma Base de Dados para o Planejamento e Gestão. Tese

- de Doutorado, publicação nº G.TD-001A/99. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 209 p.
- CHAPMAN, D.; METJE, N.; STÄRK, A. (2018). Introduction to Tunnel Construction. 2ª edição, Boca Raton: CRC Press, Boca Raton, Estados Unidos. 425 p.
- CHISSOLUCOMBE, I. (2009). Uso de Técnicas de Inteligência Artificial na Estimativa de Deslocamentos e Danos Induzidos por Escavações Subterrâneas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-057/2009, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 216 p.
- DAVIS, E. H., GUNN, M.J., MAIR, R.J. e SENEVIRATNE H.N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Geotechnique*, 1980, 30(4):397-416.
- DR. SAUER & PARTNERS (2020). When and why choose NATM over TBM and cut & cover tunnelling techniques. Disponível em: < <https://www.dr-sauer.com/faqs/when-and-why-choose-natm-over-tbm-and-cut-and-cover-tunnelling-techniques>>, acessado em 27/10/2020.
- FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. (1996) Numerical simulation of a tunnel excavated in porous collapsible soil, *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 713-718.
- GOBBI, L. D (2016). Urbanização mundial. Disponível em: <<http://educacao.globo.com/geografia/assunto/urbanizacao/urbanizacao-mundial.html>>, acessado em 12/02/2020.
- GOBBI, L. D (2017). Urbanização brasileira. Disponível em: <<http://educacao.globo.com/geografia/assunto/urbanizacao/urbanizacao-brasileira.html>>, acessado em 12/02/2020.
- GODINEZ, R., YU, H.J., MOONEY, M., AND ALAVI, E. (2015). Earth Pressure Balance Machine Cutterhead Torque Modeling: Learning from Machine Data. *Proc. Rapid Excavation and Tunneling*, New Orleans, LA, June 7–10.
- GUGLIELMETTI, Vittorio *et al.* (2007) *Mechanized Tunnelling in Urban Areas: Design Methodology and Construction Control*. Londres: Taylor & Francis, 2007. 507 p.
- HACHICH, W. C.; SALIONI, C.; CANESIN, J. C.; PINCA, R.L.; MAFFEI, C.E.M. & NIMIR, W.A. (1974). Escavação de túneis em couraça – Acompanhamento da obra e interpretação de resultados. *Anais do V COBRAMSEF, AMBS*, São Paulo, SP, 1: 245:263.
- HERRENKNECHT (2019). EPB SHIELD. Disponível em: <<https://www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/epb-shield/>>. Acesso em: 16 out. 2019.
- HORN, N (1961). Horizontal earth pressure on the vertical surfaces of the tunnel tubes. *National Conference of the Hungarian Civil Engineering Industry*, Budapest. p. 7–16.

- HUEB, M. (1999), Large foundation underpinning built inside a tunnel, under a sensitive building in Brasilia, Brazil. ITA WTC 1999. Balkema, Rotterdam, Holanda. p. 375-378.
- HUNG, C.J., MONSEES, J., MUNFAH, N., WISNIEWSKI, J. (2009), Technical manual for design and construction of road tunnels - civil elements, Report FHWA-NHI-10-034, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D. C. 702 p.
- IBRAHIM, E., SOUBRA, A.H., MOLLON, G. (2015). Three-dimensional face stability analysis of pressurized tunnels driven in a multilayered purely frictional medium. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 49: 18–34.
- ITA (2000a). Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining. In: *Tunnelling and Underground Space and Technology*. Lausanne. Pergamon, 2000. p. 301-331.
- ITA (2000b). Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs). Lausanne: Ita - Aites, 2000. 118 p.
- JANCSECZ, S., KRAUSE, R., LANGMAACK, L., (1999). Advantages of soil conditioning in shield tunneling, experiences of LRTS Izmir. In: *Proceedings of the World Tunnel Congress*. Oslo.
- KOVÁRI, K.; RAMONI, M. (2006). "Urban tunnelling in soft ground using TBMs"; *Tunnelling and trenchless technology in the 21st century; International conference and exhibition on tunnelling and trenchless technology*, Subang Jaya – Selangor Darul Ehsan; 17-31; The Institution of Engineers, Malaysia.
- LADE, P. V. (1979). Stress-strain theory for normally consolidated clay. *Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Aachen, Vol. 4, pp. 1325-1337.
- LECA, E. e DORMIEUX, L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, 1990. 61: 5-16.
- LOPES, F. R., 2006, Métodos numéricos em geotecnia - Versão 3.0 - Notas de apoio às aulas da cadeira de Métodos Numéricos em Geotecnia da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- LOVAT, R. P. (2007). *TBM Design Considerations: Selection of Earth Pressure Balance or Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines*. New Advanced Methods of Mechanical Tunnel Drilling. Atenas, Grécia, 2007.
- MAIDL, B.; HERRENKNECHT, M.; MAIDL, U.; WEHRMEYER, G. (2012), *Mechanised Shield Tunneling*. 2ª edição, Berlin: Ernst & Sohn, a Wiley Company, Berlim, Alemanha, 470 p.
- MARQUES, F. E. R (2006). *Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos: O Caso do Metrô de Brasília/DF*. 2006. 462 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia e Fundações, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2006.

- MARTINS, E. S. (2000). Petrografia, Mineralogia e Geomorfologia de Rególitos Lateríticos do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 196 p.
- MARTINS, E. S.; CARDOSO, F. B. F & GASPAR, J.C (1994). Dados preliminares da geologia de perfis de intemperismo em cortes do metrô, Águas Claras - DF. 4º Simpósio de Geologia do Centro-Oeste, Brasília, DF, 202-205.
- METRÔ DF. (2020). Estrutura, Memória e Linhas. Disponível em: <<http://www.metro.df.gov.br>>, acessado em 14/04/2020.
- METRÓPOLIS. (2020). GDF avança no projeto de expansão do Metrô para a Asa Norte. Disponível em: <<https://www.metropoles.com/distrito-federal/gdf-avanca-no-projeto-de-expansao-do-metro-para-a-asa-norte>>, acessado em 14/04/2020.
- MOLLON, G., DIAS, D., E SOUBRA, A.-H. (2009). Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability, *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 9(6), 237-249.
- MÜHLHAUS, H. B (1985). Lower bound solutions for circular tunnels in two or three dimensions. *Rock Mech; Rock Engineering* , 1985, 18, 37-52.
- NEGRO Jr., A. (1998). Brasilia metro underground. *Geocongress 98*, ASCE Annual Convention, Boston 1998, MA, USA, pp. 144-165.
- OLIVEIRA, F. S. (2015). Análise Numérica de Experimento para Avaliação dos Efeitos de Sobrecargas Assimétricas em Estacas. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 358 p.
- OLIVEIRA, M. G. (1996). Mapeamento Geotécnico da Asa Sul – Brasília – DF. Dissertação de mestrado. Dissertação de Mestrado, publicação nº G.DM-036/96. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 145 p.
- PÉREZ, R.F. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-284/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.
- PLAXIS (2010). *Validation & Verification Manual*. PLAXIS, Delft, HOL, pp. 29-44.
- PLAXIS (2012). *PLAXIS Knowledge Base*. PLAXIS, DELFT, HOL.
- PLAXIS (2015). *Reference Manual*. PLAXIS, Delft, HOL.
- PLAXIS (2016). *Material Models Manual*. PLAXIS, Delft, HOL, pp. 65-81.
- REIS, A.P.C.; ASSIS, A.P. (2017) Túneis e outras obras geotécnicas: Uso do espaço subterrâneo como fator de sustentabilidade social, econômica e ambiental. *Construção Magazine*, v. 81, p. 16-22, 2017.

- REIS, A.P.C. (2017). Proposta e dimensionamento de uma nova linha de metrô W3 – L2. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-AA001/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 92 p.
- ROCHA, M. (2014). Estudo de estabilidade da frente de escavação de túneis rasos em solo. Dissertação (Mestrado), Curso de Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 138p.
- SCHANZ, T., VERMEER, P. A., BONNIER, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS, Balkema, Rotterdam, 16p.
- SCHOUERI, Arthur Colaço (2017) Análise da capacidade de carga de fundação profunda com o uso do pressômetro no solo do DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 53 p.
- SEMERARO, M., DELMAS, L., CHAUVIN, T. (2017). Design of a large metro station cavern in weak rocks. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions. Bergen, Norway, 9p.
- SHI, H.; YANG, H.; GONG, G.; WANG, L. (2011) Determination of the cutterhead torque for EPB shield tunneling machine. Automation In Construction, [s.l.], v. 20, n. 8, p.1087-1095, dez. 2011. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.autcon.2011.04.010>.
- SIEIRA, A. C. (2013). Consolidação e adensamento. Notas de Aula. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UERJ, Rio de Janeiro, RJ. 2013.
- STACK, B. (1982) Handbook of Mining and Tunneling Machinery. J. Wiley, Chichester, Inglaterra, 742 p.
- TEIXEIRA, A.S.N. (1994) Estudo do Comportamento do Túnel do Metrô do Distrito Federal Escavado em Solos Porosos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.MD-014A/94, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 220p.
- ZHOU, X.; ZHAI, S. (2018) Estimation of the cutterhead torque for earth pressure balance TBM under mixed-face conditions. Tunnelling And Underground Space Technology, [s.l.], v. 74, p.217-229, abr. 2018. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2018.01.025>.