



**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO EM GEOTECNIA**

**SISTEMAS DE SUPORTE DE CONCRETO PRÉ-
MOLDADO EM TÚNEIS ESCAVADOS POR *TUNNEL
BORING MACHINES* (TBM)**

Amanda Barreto Rocha

Orientador: André Pacheco de Assis

Brasília, 12 de Julho de 2019.



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

**SISTEMAS DE SUPORTE DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO
EM TÚNEIS ESCAVADOS POR *TUNNEL BORING
MACHINES* (TBM)**

AMANDA BARRETO ROCHA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

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

**LEANDRO LIMA RASMUSSEN, Professor Dr
(EXAMINADOR INTERNO)**

**VICTOR HUGO FRANCO RATTIA, Professor Dr
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA, 12 de JULHO de 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

ROCHA, AMANDA BARRETO: Sistemas de Suporte de Concreto Pré-Moldado em Túneis Escavados por *Tunnel Boring Machines* (TBM), 2019. xii, 87 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2019) Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Túneis	2. Sistema de Suporte
3. TBM	4. Segmentos
5. Pré-moldado	6. Dimensionamento
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ROCHA, A.B. (2019). Sistemas de Suporte de Concreto Pré-Moldado em Túneis Escavados por *Tunnel Boring Machines* (TBM). Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-001/90, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 101 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Amanda Barreto Rocha

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Sistemas de Suporte de Concreto Pré-Moldado em Túneis Escavados por *Tunnel Boring Machines* (TBM)

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil /2019

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

Amanda Barreto Rocha

SHCES 703 B 202 70655-732 – Brasília/DF - Brasil

SISTEMAS DE SUPORTE DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO EM TÚNEIS ESCAVADOS POR *TUNNEL BORING MACHINES* (TBM)

RESUMO

Neste trabalho procede-se com uma revisão bibliográfica acerca da construção de túneis e suas particularidades assim como os sistemas de suporte, sendo descritos os princípios comportamentais dos suportes e seus tipos. Para tanto, a ênfase foi conferida aos sistemas de suporte formados por anéis compostos de segmentos de concreto pré-moldado considerando-se o amplo emprego de máquinas tuneladoras desde a década de 1990, as denominadas *tunnel boring machines* (TBM), para atividades de escavação e implantação desta modalidade de sistema de suporte. Haja vista o crescente viés tecnológico na construção destas estruturas a partir da entrada das TBM no mercado, serão explanadas as tecnologias de escavação aplicadas pelos dois tipos de TBM mais amplamente empregados nos projetos de túneis da atualidade, as *earth pressure balance* (EPB) e as *slurry pressure balance* (SPB). Finalmente, uma vez que a utilização dos segmentos de concreto está bastante em voga, serão apresentados os métodos de dimensionamento de túneis e então procedimentos de cálculo para realização do dimensionamento estrutural e da verificação geotécnica destas estruturas subterrâneas.

Palavras-chave: túneis; sistema de suporte; TBM; segmentos; pré-moldado; dimensionamento.

ABSTRACT

In this work a literature revision about the construction of tunnel and their particularities is provided, then a description towards the principles and types of the support systems used for these type of underground structures. In order to do so, the emphasis will be given to the support formed by rings composed of precast concrete segments considering the increasing employment of tunnel boring machines (TBM) and, consequently, of precast segments in tunnelling operations since 1990s. Given the increasing technological tendency in the construction of tunnels since the entrance of TBM on the market of civil construction. Explanations about the most used machines in the current scenario, the earth pressure balance (EPB) and the slurry pressure balance (SPB) are offered. As the use of precast segments is quite in vogue, the methods tunnel design and, finally, a procedure for the geotechnical and the structural dimensioning of tunnel support systems are shown.

Key words: tunnels; support system; TBM; segments, precast; design.

RÉSUMÉ

Dans ce travail une revue bibliographique sur les structures des tunnels et leurs particularités est faite et, plus tard, elle couvre les systèmes de soutien de ces structures souterraines, en décrivant les principes comportementaux des supports et leurs types. À cette fin, l'emphase a été mise sur les systèmes de support composés de segments de béton préfabriqué, compte tenu de l'utilisation intensive des tunneliers depuis les années 1990, appelés *tunnel boring machines* (TBM), pour l'excavation et l'implantation de ce type de système. Compte tenu de la croissance du biais technologique dans la construction de ces structures depuis l'entrée de ces machines sur le marché de la construction civile seront expliquées les technologies d'excavation appliquées par les deux types de tunneliers le plus utilisés dans les projets de tunnels actuels, à savoir les *earth pressure balance* (EPB) et les *slurry pressure balance* (SPB). Enfin, l'utilisation des segments de béton étant très en vogue, seront présentées les méthodes de dimensionnement des tunnels et, à la fin des travaux, une procédure pour la conception géotechnique et structurelle de ces structures souterraines.

Mots-clés: tunnels; système de soutien; TBM; segments; préfabriqué ; dimensionnement.

Sumário

1. Introdução.....	1
1.1. Objetivo do Estudo	2
1.2. Estrutura do Trabalho	3
2. Túneis.....	4
2.1. Aspectos Gerais de Túneis e Sistemas de Suporte	4
2.2. Investigações Geotécnicas.....	5
3. Sistemas de Suporte	10
3.1. Princípios do Comportamento dos Sistemas de Suporte	10
3.1.1. Rigidez e Deformabilidade	10
3.1.2. Interação Entre Sistema de Suporte e Maciço Circundante.....	13
3.1.3. Tempo de Instalação	14
4. Métodos de Escavação de Túneis.....	17
4.1.1. <i>Tunnel Boring Machine</i> (TBM).....	18
4.1.2. Tipos de TBM.....	20
4.1.2.1. EPB.....	24
4.1.2.2. SPB.....	28
5. Tipos de Sistemas de Suporte.....	32
5.1.1. Segmentos de Concreto Pré-Moldado	33
5.1.2. Segmentos Pré-Moldados de Concreto Armado com Fibras de Aço	38
6. Normativas Internacionais para Dimensionamento de Segmentos de Concreto Pré-Moldado	42
6.1. Associação Francesa de Túneis e Espaços Subterrâneos (AFTES)	42
6.1.1. Dados Necessários para o Dimensionamento do Sistema de Suporte.....	42
6.1.2. Aspectos Gerais do Dimensionamento do Sistema de Suporte.....	43
6.2. Comitê Alemão de Túneis (DAUB, ITA-AITES).....	46
6.2.1. Aspectos Gerais do Dimensionamento do Sistema de Suporte.....	46

7. Dimensionamento de Túneis.....	49
7.1. Métodos de Dimensionamento de Túneis	49
7.1.1. Métodos Empíricos	50
7.1.2. Métodos Analíticos	51
7.1.2.1. Modelos Analíticos Contínuos	52
7.1.2.2. Método da Convergência-Confinamento (MCC).....	52
7.1.2.3. Métodos de Equilíbrio-Limite	52
7.1.2.4. Modelos de Viga e Mola	53
7.1.3. Métodos Numéricos	53
7.2. Procedimentos de Cálculo para o Dimensionamento Estrutural	54
7.2.1. Dimensionamento do Anel	58
7.3. Procedimentos de Cálculo para a Verificação Geotécnica.....	61
7.3.1. Condições de Projeto	62
7.3.1.1. Combinação de Ações	62
7.3.1.2. Classes de Segurança das Resistências	63
7.3.1.3. Casos de Carregamento	63
7.3.1.4. Fatores de Segurança Parciais	63
7.4. Determinação dos Carregamentos	65
7.4.1. Empuxo.....	66
7.4.2. Pressão Hidrostática.....	68
7.4.3. Peso do Material Sobre o Túnel.....	69
7.4.4. Cargas da Superfície	69
7.4.5. Subpressão	69
7.4.6. Torque Aplicado pelos Macacos da TBM	70
8. Conclusões.....	73
Referências	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4. 1 – Visão geral das máquinas tuneladoras.	17
Figura 4. 2 – Estrutura de uma TBM aberta.	20
Figura 4. 3 – Estrutura de uma TBM com um shield.	21
Figura 4. 4 – Estrutura de uma TBM com dois shields.	21
Figura 4. 5 – Operação da TBM sob condições geológicas ruins.	23
Figura 4. 6 – Modelo das TBM de escudo fechado: a) SPB; b) EPB.	24
Figura 4. 7 – Princípio de funcionamento das EPBs.	25
Figura 4. 8 – Sistema de suporte da face de escavação da EPB.	26
Figura 4. 9 – Granulometria do rejeito produzido por TBM empregadas em rocha reportado na literatura técnica.	28
Figura 4. 10 – À esquerda, o modelo de membrana. À direita, o modelo de penetração.	29
Figura 4. 11 – Sistema de suporte da face de escavação da SPB.	30
Figura 4. 12 - Escudo Hidráulico Alemão.	31
Figura 5. 1 – Layers do sistema de suporte.	32
Figura 5. 2 – Estágios temporários de carregamento dos segmentos: a) Desmolde; b) Estocagem; c) Transporte; d) Instalação (torque imposto pelo macaco da TBM).	34
Figura 5. 3 – Esquema da seção transversal de um túnel revestido com anéis de concreto pré-moldado.	35
Figura 5. 4 - Esquema de armadura convencional utilizada nos segmentos de concreto pré-moldado.	36
Figura 5. 5 – Anel de concreto pré-moldado protendido utilizado como sistema de suporte de túneis.	37
Figura 5. 6 – Conformação otimizada dos da armadura dos segmentos de concreto a partir da combinação de barras de aço e fibras estruturais.	39
Figura 5. 7 – Curva tensão – deformação do CRFA.	40
Figura 5. 8 – Resistência à tração do CRFA.	41
Figura 6. 1 – Tipos de sequenciamento das partes componentes dos anéis.	44
Figura 6. 2 – Geometria dos anéis de concreto pré-moldado utilizados em túneis: segmento sólido à esquerda e segmento nervurado à direita.	45
Figura 7. 1 – Distribuição dos pés de propulsão.	55
Figura 7. 2 – Distribuição de carregamento do reboque.	56
Figura 7. 3 – Configuração da rede criada pelo MEF.	57

Figura 7. 4 – Configuração da rede criada pelo MEF.	57
Figura 7. 5 – Esquema da distribuição de tensões e deformações na seção transversal do ELU.	59
Figura 7. 6 - Cálculo de tensões nas juntas parcialmente carregadas.....	61
Figura 7. 7 – Seção transversal do túnel e o maciço circundante.....	67
Figura 7. 8 – Esquema das componentes do empuxo maciço sobre a estrutura do túnel.....	68
Figura 7. 9 – Pressão hidrostática sobre a estrutura do túnel.	68
Figura 7. 10 – Pressão hidrostática sobre a estrutura do túnel.	70
Figura 7. 11 – Modelo resistente simplificado composto por banzos e bielas para análise de comportamento global dos segmentos.....	71
Figura 7. 12 – Análise do comportamento global utilizando elementos finitos.....	72

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4. 1 – Comparação entre as TBMs utilizadas para escavação em rocha (após BARLA e PELIZZA, 2000).....	21
Tabela 6. 1 – Classes de Agressividade Ambiental propostas pela normativa brasileira.....	47
Tabela 7. 1 – Métodos de dimensionamento para meios contínuos (Solos moles e rocha maciça).....	49
Tabela 7. 2 – Métodos de dimensionamento para meios contínuos (Solos moles e rocha maciça).....	49
Tabela 7. 3 – Classes de resistência do concreto permitidas nas zonas parcialmente carregadas.	60
Tabela 7. 4 – Fatores de segurança parciais para ações e efeitos das ações.....	64
Tabela 7. 5 – Fatores de segurança parciais para resistências.....	65

LISTA DE SÍMBOLOS

s	Profundidade de penetração da solução de bentonita
d_{10}	Diâmetro máximo do grão correspondente a 10% em massa na curva granulométrica
k	Conicidade do segmento de concreto pré-moldado
b_m	Largura média do anel
R	Raio da curva mínima
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
l_{cs}	Comprimento Característico
w	Largura da fissura
$f_{cd}(t)$	Resistência de projeto do concreto em t dias
$f_{ck}(t)$	Resistência característica do concreto em t dias
$f_{tud}(t)$	Resistência última de projeto do concreto em t dias
$f_{R3k}(t)$	Resistência de cálculo relativa à ruína por tração diagonal
I_L	Momento de área reduzido
I_S	Momento de área reduzido da zona de transmissão de forças
I_n	Momento de área reduzido de toda a seção
m	Número de segmentos
F	Taxa de flexibilidade
E_S	Módulo de Young do maciço
E_L	Módulo de Young do sistema de suporte
R_C	Raio interno do túnel
h_l	Largura da junta longitudinal
h_c	Largura da junta circunferencial
e_l	Excentricidade da junta longitudinal
e_c	Excentricidade da junta circunferencial
b_l	Espessura da junta longitudinal
e	Excentricidade
N	Esforço normal
F_{sd}	Forças de separação dos segmentos
N_d	Esforço normal máximo
h_s	Largura da área de aço

a_s	Área de aço
F_{yk}	Resistência característica do aço
$F_{k,i}$	Valor característico da ação
$F_{d,i}$	Valor de projeto da ação
$E_{k,i}$	Valor característico do efeito da ação
$E_{d,i}$	Valor de projeto dos efeitos da ação
$R_{k,i}$	Valor característico de resistência
$R_{d,i}$	Valor de projeto das resistências
P_{e1}	Empuxo vertical na coroa do túnel
P_0	Carregamentos na superfície
$c_{u,d}$	Coesão não confinada de projeto do maciço
$c_{c,k}$	Coesão confinada característica do maciço
H_i	Espessura do estrato No. i, sobre o lençol freático
H_j	Espessura do estrato No. j, sobre o lençol freático
h_0	Razão entre a pressão do maciço reduzida e o peso unitário do solo
w	Peso do material acima do túnel
q_{e1}	Empuxo horizontal na coroa do túnel
q_{e2}	Empuxo horizontal no piso do túnel
t	Espessura do anel
P_{w1}	Pressão hidrostática na coroa do túnel
H_w	Altura da coluna d'água
P_w	Pressão hidrostática agindo na estrutura do túnel
p_g	Carga do material acima do túnel
P_{e2}	Empuxo vertical no piso do túnel
τ_F	Limite de liquidez da suspensão argilosa
η_F	Fator de adaptação para o limite de liquidez
Δp	Diferencial de pressão entre o fluido de suporte e a água percolante no maciço
γ_k	Valor característico da densidade do solo sob a flutuabilidade do fluido de suporte
γ_G	Fator parcial de majoração de cargas permanentes
γ_ϕ	Fator parcial de majoração do ângulo de atrito $\tan\phi_k'$ do solo em condição drenada
Φ_A	Diâmetro externo do anel segmentado

ε	Deformação
ε_{ELU}	Deformação última de esforço tração
ε_{fu}	Deformação de esforço de tração
γ_c	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
α_{cc}	Parâmetro de redução de tensão do concreto
γ_f	Coefficiente de minoração da resistência última do concreto
ν_s	Coefficiente de Poisson do maciço
ν_L	Coefficiente de Poisson do sistema de suporte
σ_d	Tensão normal
γ_s	Fator de minoração da resistência do aço
γ_R	Fator de minoração da resistência
φ_d'	Valor de projeto do ângulo de atrito
φ_k'	Valor característico do ângulo de atrito
φ'_d	Coesão de projeto do maciço
φ'_k	Coesão característica do maciço
γ'_c	Coefficiente de minoração da coesão do maciço
γ_{cu}	Coefficiente de minoração da coesão não confinada do maciço
γ_i	Peso unitário do solo no estrato No. i, sobre o lençol freático
γ_j	Peso unitário do solo no estrato No. j, sob o lençol freático
γ	Peso unitário do solo
φ	Ângulo de atrito
γ_w	Peso específico da água
θ	Ângulo entre a P_{w1} e a P_w agindo na estrutura do túnel

Siglas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AFTES – *Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain* (Associação Francesa de Túneis e do Espaço Subterrâneo)

AITES – *International Tunnelling and Underground Association* (Associação Internacional de Túneis e Espaços Subterrâneos)

CRFA - Concreto Armado com Fibras de Aço

DAUB - *Deutscher Ausschuss für Unterirdisches Bauen* (Comitê Alemão de Túneis – ITA – AITES)

DIN - *Deutsches Institut für Normung*

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

ITA – *Association Internationale des Tunnels et de l'Espace Souterrain* (Associação Internacional de Túneis e Espaços Subterrâneos)

MDF – Método das Diferenças Finitas

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira

RMR – *Rock Mass Rating*

RQD – *Rock Quality Designation*

1. Introdução

Túneis são estruturas que apresentam uma vasta aplicabilidade, podendo ser usados para transporte de pessoas e produtos, para mineração, para transporte de água entre outros. Ainda, a partir da grande ocupação dos espaços da superfície dos grandes centros urbanos, vem se tornando cada vez mais necessária a realização dessas estruturas subterrâneas para prover infraestrutura aos cidadãos.

Existem diversas técnicas convencionais para escavação de túneis, como a *drill and blast*, que foram trazidas da mineração para os projetos de engenharia de escavação de túneis. Não obstante, estas técnicas podem apresentar-se deficitárias quando se trata de operações de tunelamento realizadas em locais com condições geológico-geotécnicas mais adversas, podendo inviabilizar o projeto ou trazer risco tanto de colapso para a estrutura como de segurança para os trabalhadores.

Dessa forma, desde a década de 1990 vem ocorrendo, a partir do advento de novas tecnologias, um amplo interesse na utilização de *tunnel boring machines* (TBM) no processo construtivo de túneis dada a sua grande versatilidade nos diversos tipos de solo e em condições geológico-geotécnicas mais complexas. Ainda, a partir da utilização deste maquinário tem-se operações mais seguras e ganhos substanciais de produtividade diária nas operações.

Devido à maior demanda pela construção de estruturas subterrâneas foram desenvolvidos diferentes tipos de TBM, tendo as EPB (*Earth Pressure Balanced shields*) e as SPB (*Slurry Pressure Balance*) demonstrado maior destaque no emprego em projetos de túneis. Os métodos de estabilização da face de escavação utilizados nas EPB e nas SPB baseiam-se em uma suspensão de bentonita com fluido estabilizante e no solo recém escavado, respectivamente, sendo a melhor aplicação destas máquinas realizada a partir da análises realizadas no maciço a ser escavado, tais como a sua resistência e a sua granulometria.

Para que haja segurança para os trabalhadores, a cavidade escavada mantenha o diâmetro de projeto e os riscos de ocorrência de desabamentos sejam minimizados, deve-se promover a instalação de sistemas de suporte que pode ser realizada tanto de maneira global como em pontos isolados do túnel. No caso de túneis que não são autoportantes, devem ser instalados

sistemas de suporte afim de que, a partir da interação que ocorre entre o suporte e o maciço circundante, o suporte seja capaz de manter a cavidade escavada ao resistir ao novo estado de tensões a que o maciço é submetido após as atividades de escavação. A partir da utilização das TBM nas práticas de tunelamento, houve aumento na taxa de escavação diária em diversos projetos, surgindo a necessidade de empregar sistemas de suporte feitos de segmentos de concreto pré-moldado dada a sua velocidade de produção, controle tecnológico e custo.

Ao longo dos anos, com a realização de diversos trabalhos de escavação para a construção de túneis a partir de operações mecanizadas com as TBM, o emprego dos segmentos de concreto pré-moldado foi se mostrando cada vez mais presente, o que levou pesquisadores a desenvolverem métodos de dimensionamento do sistema de suporte. Os métodos em voga para a realização do dimensionamento dividem-se em métodos empíricos, métodos analíticos de forma fechada e os métodos numéricos, tendo cada um deles os seus graus de especificidade e complexidade, além de melhor nicho de aplicação de acordo com as peculiaridades de cada projeto.

Haja vista a crescente utilização de sistemas de suporte compostos destes segmentos, foram sendo criadas normativas e organizações internacionais a fim de tornar o dimensionamento dessas estruturas mais eficiente e assertivo. À exemplo tem-se a Associação Francesa de Túneis e Espaços Subterrâneos (AFTES) e o Comitê Alemão de Túneis (DAUB, ITA-AITES), que desenvolveram diretrizes para o dimensionamento correto e seguro destas estruturas. Finalmente, são utilizadas normas presentes no *Eurocode* além das normativas brasileiras vigentes para o cálculo de estruturas de concreto, como a ABNT NBR 6118, ABNT NBR 9062 e a ABNT NBR 15530, a fim de realizar a verificação geotécnica e o dimensionamento estrutural dos sistemas de suporte de túneis.

1.1. Objetivo do Estudo

O objetivo geral deste trabalho é analisar os métodos de dimensionamento de sistemas de suporte de concreto pré-moldado que serão empregados em túneis escavados por maquinário tunelador.

Os objetivos específicos, por sua vez, estão detalhados a seguir:

- Estudo dos sistemas de suporte mais amplamente empregados nos projetos de túneis da atualidade conjuntamente com os seus princípios de comportamento;
- Estudo dos segmentos de concreto pré-moldado e dos avanços tecnológicos existentes, à exemplo as fibras estruturais que estão sendo empregadas;
- Estudo dos procedimentos de cálculo para o dimensionamento estrutural dos segmentos de concreto pré-moldado e a verificação geotécnica da estrutura do túnel a partir das normativas internacionais existentes.

1.2. Estrutura do Trabalho

A divisão do texto foi realizada em capítulos, estando um breve sumário dos mesmos listado a seguir:

- Aspectos gerais de túneis, capítulo destinado a apresentar os principais fundamentos de estruturas de túneis e dos sistemas de suporte utilizados para conferir-lhes estabilidade.
- Sistemas de suporte, onde são apresentados os seus princípios do comportamento, como a forma de interação com o maciço circundante e questões que devem ser consideradas quando na fase de dimensionamento.
- Métodos de escavação de túneis e de sistemas de suporte, onde são explanados os métodos mais comumente empregados nas obras de tunelamento da atualidade, dando-se ênfase ao tunelamento mecanizado realizado a partir das TBM. Por sua vez, tópicos sobre as EPB e as SPB, os tipos de TBM mais amplamente utilizados nos projetos de túneis, finalizam este capítulo.
- Normativas internacionais desenvolvidas a partir de situações empíricas presenciadas em projetos e de estudos a fim de que seja realizado dimensionamento seguro e assertivo de estruturas de túneis. Neste trabalho serão demonstradas as diretrizes propostas pela AFTES e pelo DAUB para o dimensionamento dos segmentos de concreto pré-moldado que compõem os anéis que servem de sistema de suporte do túnel.
- Metodologias de dimensionamento de túneis, onde serão explicitadas os métodos de dimensionamento mais consagrados na atualidade e as suas características e especificidades, além de procedimentos de cálculo para o dimensionamento tanto geotécnico como estrutural de túneis. As metodologias são classificadas em empíricas, analíticas e numéricas.

2. Túneis

Túneis são espaços subterrâneos criados artificialmente que podem ter uma gama de utilizações distintas, como reservatórios de água ou de gás, condução de água – tanto para abastecimento de cidades como em casos de condutos forçados para geração de energia hidráulica – mineração e transporte de pessoas – túneis em utilização como rodovias e ferrovias (YAZDANI-CHAMZINI e YAKHCHALI, 2012).

O planejamento acerca do escopo de atividades no processo de tunelamento, incluindo o projeto das partes componentes do túnel, a seleção do maquinário apropriado, realização de estimativas precisas a respeito do desempenho do maquinário, e o custo total da construção do túnel é enormemente influenciado pelo nível de conhecimento da equipe técnica a respeito das condições geológico-geotécnicas do maciço circundante e do seu impacto nas operações de tunelamento (FARROKH e ROSTAMI, 2008).

Nas seções a seguir serão apresentados os aspectos gerais no que tange a construção de túneis e sistemas de suporte, além de explicações acerca das investigações geológico-geotécnicas, imprescindíveis para a realização de projetos assertivos e seguros.

2.1. Aspectos Gerais de Túneis e Sistemas de Suporte

O desenvolvimento de projetos e construções de túneis traz importantes aspectos a serem considerados, sobretudo quando se trata de túneis de pequena profundidade passando por grandes centros de desenvolvimento urbano. As principais questões baseiam-se na avaliação e controle das consolidações que ocorrem no solo, as deformações e a estabilidade da frente de escavação e os carregamentos e tensões no sistema de suporte (GALLI *et al.*, 2004).

Os sistemas de suporte provêm três funções primárias ao maciço rochoso: o reforço, a sustentação e a contenção. O reforço diz respeito ao aumento da capacidade do maciço rochoso, a sustentação é sobre segurar blocos de rocha que estão na iminência de se soltar e promover uma amarração dos mesmos; e a contenção diz respeito a reter superfícies rochosas expostas (LI, 2017).

A instalação de sistemas de suporte está relacionada com a necessidade de minimização da possibilidade de ruína da estrutura e, em casos de túneis autoportantes, da limitação dos recalques inerentes à escavação. A fim de determinar o melhor método de suporte, é imprescindível a determinação do *layout* e da sequência de escavação que será utilizada. Desse modo, tem-se que a sequência e o método de escavação e a aplicação do suporte afetam o desempenho e a forma final do túnel (CRISTESCU *et al.*, 1987).

O revestimento dos túneis é responsável por promover suporte estrutural à cavidade, além de conferir-lhe condições impermeabilizadas de uso (MAIDL *et al.*, 2013). Para tanto, tem-se a necessidade de promover a instalação de sistemas de suporte permanente na periferia de túneis ou a instalação de algum material nesta mesma posição com uma superfície interna adequada para a atividade fim da escavação subterrânea em questão (*The British Tunnelling Society and the Institution of Civil Engineers*, 2004). O sistema de suporte pode ser instalado em regiões específicas e isoladas para o caso de formações rochosas bastante competentes ou de modo contínuo para toda a extensão do túnel no caso de formações mais instáveis e menos competentes.

Os sistemas de suporte podem ser classificados em sistemas de suporte primário, secundário e temporário. O sistema de suporte primário representa todo o suporte que é instalado a fim de obter uma abertura estável na frente de escavação. O suporte secundário, também designado como suporte permanente, é caracterizado por elementos de suporte que são projetados para suportar os carregamentos permanentes, ou seja, aqueles aos quais a estrutura do túnel será submetida em toda a sua vida útil. O sistema de suporte temporário é destinado a atender solicitações temporárias, como a sustentação interna de revestimentos segmentares e a instalação de tubos e tirantes em uma frente de escavação com a finalidade de melhorar a estabilidade de face (*The British Tunnelling Society and the Institution of Civil Engineers*, 2004). Este tipo de suporte é empregado até que se termine a completa instalação do revestimento permanente do túnel ou pode ser integrado à tal revestimento, conferindo-lhe parte da sua capacidade estrutural (MAIDL *et al.*, 2013).

2.2. Investigações Geotécnicas

Parâmetros importantes no que tange à estabilidade dos túneis, tais como a convergência das paredes, a taxa de deformação e a extensão das zonas de plastificação ao redor do túnel, estão

intrinsecamente relacionados com as condições geológico-geotécnicas, com os estado de tensões *in situ* relativo ao maciço rochoso, com as condições da água percolante no maciço, com a poropressão e com as propriedades reológicas do maciço (FARROKH e ROSTAMI, 2009).

A fim de realizar o projeto de uma estrutura segura, é imprescindível a realização de investigações geotécnicas adequadas para se determinar as condições do maciço que circundará o túnel. Para estruturas escavadas, além do maciço circundante ser um mecanismo de carregamento sobre a estrutura, ainda serve como sistema de suporte primário. Ou seja, quando é realizada a escavação, a resistência inerente ao maciço é a responsável por manter a cavidade aberta até que seja instalado o sistema de suporte, sendo que mesmo após a instalação do mesmo o maciço circundante mantém-se como um dos responsáveis pela capacidade de suporte do túnel (BICKEL *et al.*, 1996).

Dado o papel do maciço, para construções realizadas em maciços rochosos é interessante a preservação da capacidade de carga da massa rochosa que está nas imediações do túnel. Assim, os sistemas de suporte instalados destinam-se a promover e influenciar de maneira favorável na contribuição à capacidade de carga que o maciço circundante confere ao túnel. Finalmente, as informações geotécnicas mostram-se de grande valia ao passo que, para a concepção do projeto do sistema de suporte, principalmente para rochas pouco competentes, pode-se levar ao subdimensionamento e à consequentes falhas bastante onerosas ou ao superdimensionamento e ao consequente aumento nos custos do tunelamento (HOEK, 1998).

Desse modo, as campanhas de investigações geotécnicas têm em seus resultados dados que darão aos projetistas e empreiteiros condições de avaliação a respeito da viabilidade, da segurança, do projeto e dos custos inerentes à construção de um túnel. Ainda, campanhas de exploração são realizadas em fases, onde primeiramente é realizada a definição da geologia local e, posteriormente, há um crescimento na quantidade de coletas de informações que caracterizam detalhadamente as condições subterrâneas e o comportamento do material é previsto (BICKEL *et al.*, 1996). A importância da realização de tais campanhas advém do fato de estas proverem informações tais como as descritas abaixo.

- Geologia e hidrogeologia locais;
- Propriedades mecânicas dos materiais que regerão o comportamento do túnel;

- Dados que darão subsídio para a escolha dos métodos de escavação e do sistema de suporte adequados;
- Previsões a respeito de como o piso e a água percolante no maciço comportar-se-ão quando da escavação a partir de uma gama de métodos;
- Dados necessários para a confecção de orçamentos e estimativas de produtividade e cronogramas para a tomada de decisões de projeto.

Os parâmetros geotécnicos que são comumente utilizados nos projetos de túneis podem ser visualizados na Tabela 2. 1 abaixo.

Tabela 2. 1 - Parâmetros geotécnicos comumente utilizados no projeto de túneis.

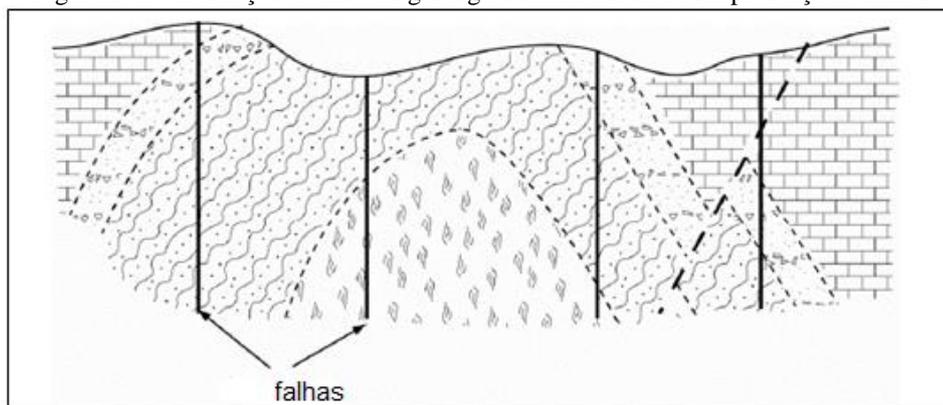
Parâmetro Geotécnico de Projeto	Símbolo	Aplicação no projeto de túneis
Descrição do solo e/ou rocha a partir de sondagem rotativa	Q, RMR	Definição do tipo de piso
Porcentagem de recuperação da rocha e condições da rocha	TCR, SCR, RQD	Tamanho da capacidade de suporte do maciço
Peso específico total e unitário	γ, γ'	Pressão de sobrecarga
Densidade relativa do solo	D_r	Estado natural de compactação de solos não coesivos
Teor de umidade	w	Perfil de variação de propriedades com a profundidade
Gravidade específica	G_s	Tipo de solo
Índices de plasticidade e liquidez	LL, LP, IP, IL	
Granulometria	-	Composição do maciço mole
Tensão de compressão desconfiada	q_u	Resistência intacta de maciços duros
Índice de tensão de carga pontual	I_p	Resistência intacta de maciços duros
Índice de tensões axial e diametral para cargas pontuais	I_a, I_d	Resistências intactas axial e diametral
Resistência ao cisalhamento não-drenadas	C_u, S_u	Resistência ao cisalhamento de maciços moles
Resistência efetiva ao cisalhamento	C'	Coesão de maciços moles e coesivos no longo prazo
Ângulo de Atrito	ϕ, ϕ'	Resistência ao atrito de maciços moles e coesivos no longo prazo
-	-	Resistência ao atrito de maciços moles e não coesivos no longo e no curto prazo
Módulo de Elasticidade drenado	E'	Rigidez no longo prazo
Coefficiente de Poisson	ν	Valores da influência da rigidez
Coefficientes de empuxo	K_o, K_a, K_p	Relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical no repouso, ativo e passivo
Tensão in situ	σ	Magnitude da tensão principal no plano tridimensional em rochas

Parâmetro Geotécnico de Projeto	Símbolo	Aplicação no projeto de túneis
Permeabilidade	k	Permeabilidade característica do maciço e variações. Impermeabilização
pH e conteúdo de sulfato e cloreto	pH, SO ₃ , Cl	Durabilidade do aço e do concreto
Contaminação química	-	Extensão da contaminação do solo
Abrasão	-	Taxa de desgaste ao corte

Fonte: The British Tunneling Society and the Institution of Civil Engineers, 2004.

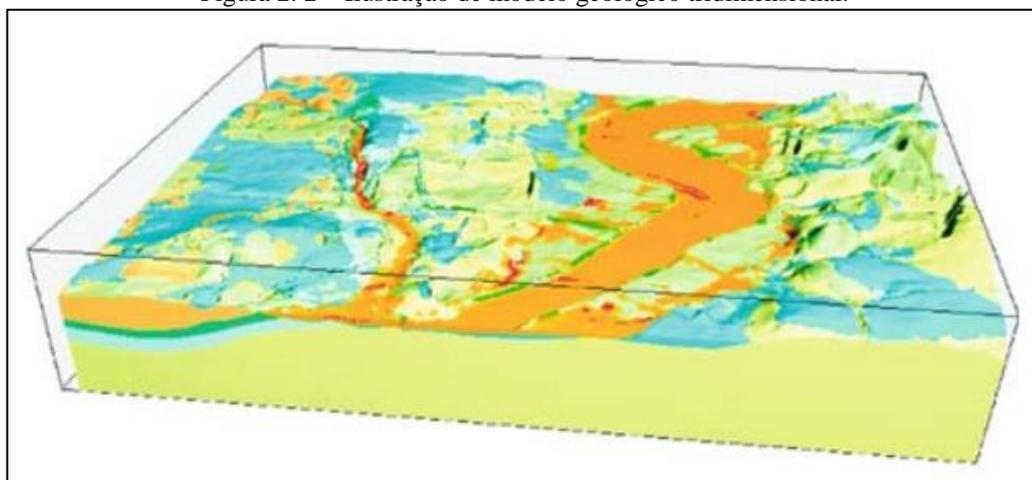
As investigações geológico-geotécnicas têm por finalidade a composição dos modelos geológicos (WOOD, 2010), a partir dos quais modela-se a estratigrafia litológica da região, com disposição e angulação das camadas, as discontinuidades como dobras, falhas e famílias de discontinuidades, as informações da hidrogeologia, à exemplo presença hídrica, poropressão, vazão e química da água; e os carregamentos *in situ*. Assim, tem-se modelos bidimensionais ou tridimensionais da área de interesse, como pode ser visualizado na Figura 2. 1 e na Figura 2. 2, respectivamente.

Figura 2. 1 – Ilustração de modelo geológico bidimensional com presença de falhas.



Fonte: WOOD, 2010.

Figura 2. 2 – Ilustração de modelo geológico tridimensional.



Fonte: ROYSE *et al.*, 2009.

Finalmente, é importante que a realização de investigações geotécnicas e observações de campo sejam realizadas durante a construção e fase de operação dos maquinários de tunelamento a fim de que haja base de dados suficiente para a realização de análises estruturais e previsão do comportamento do maciço ao longo da implantação do projeto (FARROKH e ROSTAMI, 2009). Ainda, tais investigações e observações são imprescindíveis para avaliar se as condições em campo estão em consonância com aquelas previstas e consideradas em projeto, dando base para a realização de mudanças e adequações quando necessário.

Portanto, é de grande relevância a realização das atividades listadas abaixo quando da construção do túnel:

- Observações e investigações de campo a fim de preparar diversos mapas geológicos (geologia estrutural e de engenharia);
- Furos de sondagens para avaliar as condições do piso do túnel e a permeabilidade do maciço rochoso;
- Testes de laboratórios adicionais em amostras retiradas do local da escavação para determinação de parâmetros geomecânicos.

3. Sistemas de Suporte

Para que o sistema de suporte seja eficaz e esteja em consonância com as necessidades estruturais do túnel é necessário que a sua rigidez seja compatível com a energia remanescente no maciço circundante no período que procede a escavação. Desse modo, também é importante considerar o tempo de instalação, haja vista que a rigidez do suporte está intrinsecamente relacionada com o tempo. Finalmente, tem-se a interação entre o sistema de suporte e o maciço circundante, uma vez que para que seja efetivo, as partes devem apresentar total interação.

Nas seções seguintes serão apresentados os princípios de comportamento dos sistemas de suporte.

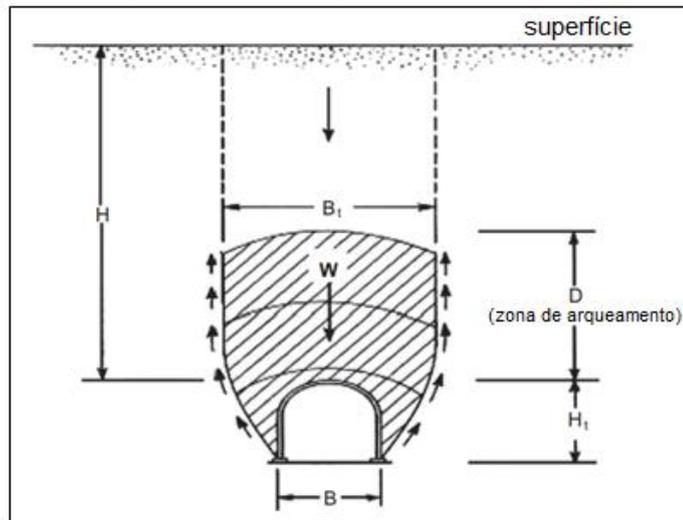
3.1. Princípios do Comportamento dos Sistemas de Suporte

O comportamento estrutural dos sistemas de suporte é determinado pela sua rigidez, pelo grau de interação que ocorre entre o suporte e o maciço circundante e o tempo de instalação do suporte (MAIDL *et al.*, 2013). Tais parâmetros serão melhor explicitados nos itens subsequentes.

3.1.1. Rigidez e Deformabilidade

No processo de tunelamento, ocorre redistribuição das tensões, promovendo o desenvolvimento do arqueamento do maciço (CHEE *et al.*, 2011). A ideia de arqueamento advém da teoria do arqueamento (TERZAGHI, 1943), a qual considera que a massa de solo que se encontra acima de uma fundação deformável é composta de material homogêneo e isotrópico (FERNÁNDEZ, 2006). Um modelo que retrata a zona de arqueamento devido ao tunelamento pode ser visualizado na Figura 3. 1 abaixo.

Figura 3. 1 – Zona de arqueamento do maciço devido ao tunelamento (TERZAGHI, 1943).



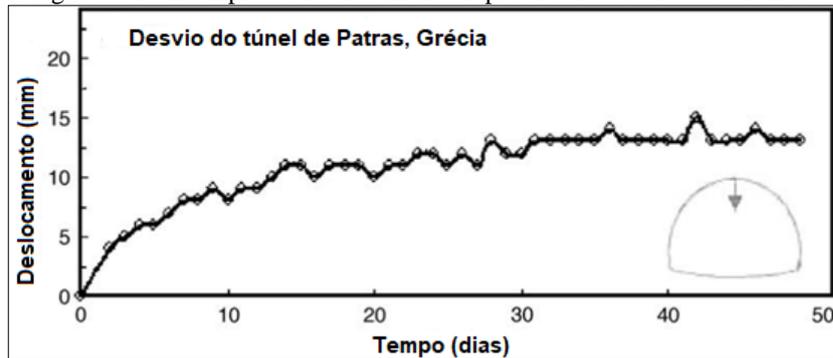
Fonte: CHEE *et al.*, 2011.

Se uma parte do suporte de uma massa de solo começa a escoar enquanto o restante continua como estava, o solo adjacente ao solo que está escoando move-se da sua posição original entre outras camadas de solo que permanecem em repouso. O movimento relativo que ocorre entre as camadas de solo é resistido por uma força de cisalhamento na zona de contato entre as massas de solo que escoam e que estão em repouso. Como esta força tende a manter a massa de solo que está plastificando em sua posição original, isto reduz a pressão na parte do suporte que está escoando e aumenta a pressão na parte adjacente que se encontra em repouso. Esta transferência de pressão é denominada de efeito de arqueamento, e o solo arqueia-se sobre a massa de solo que está escoando (TERZAGHI, 1951).

A redistribuição de tensões caracteriza-se por um rearranjo das mesmas ao redor da abertura gerando o fenômeno da convergência, ou seja, uma tendência à redução da seção transversal do vazio formado a partir da redistribuição de tensões ao redor da superfície de escavação. Esta deformação ocorre em taxas graduais decrescentes até que seja atingida uma condição de equilíbrio e a sua magnitude está relacionada com as condições do maciço rochoso, do sistema de suporte, do método de escavação utilizado e do estado de tensões (KONTOGIANNI e STATHIS, 2004).

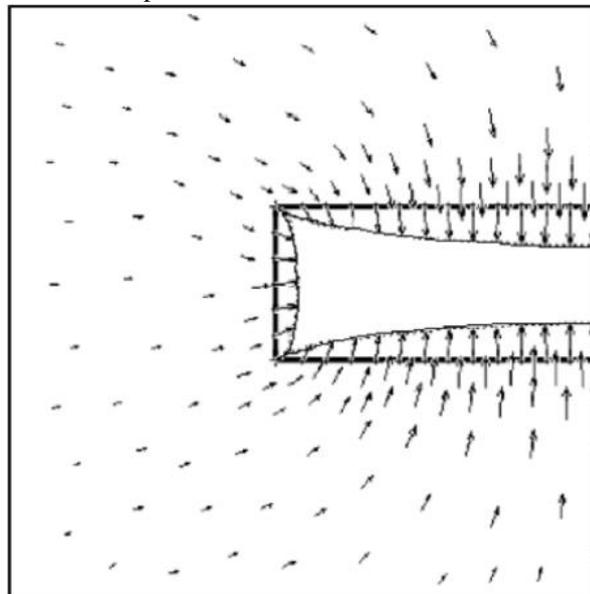
Os deslocamentos que ocorrem tipicamente no teto de túneis podem ser visualizados na Figura 3. 2. Já na Figura 3. 3 pode ser visto o efeito sobre os vetores deslocamento em diversas partes do maciço rochoso em decorrência da escavação de um túnel cilíndrico.

Figura 3. 2– Exemplo de Deslocamento Típico Padrão do Teto de Túneis.



Fonte: KONTOGIANNI e STATHIS, 2004.

Figura 3. 3 – Vista longitudinal dos vetores de deslocamento no maciço rochoso em volta da frente de escavação de um túnel circular a partir de modelo tridimensional de elementos finitos.



Fonte: KONTOGIANNI e STATHIS, 2004.

Com a redistribuição de tensões, o maciço rochoso deforma-se, transformando a sua energia potencial em trabalho. Desse modo, a rigidez do suporte está relacionada com a energia potencial que ainda existe no maciço, ou seja, o suporte deve ser capaz de resistir à redistribuição de tensões que ocorre no maciço após a dissipação de energia potencial que estava inicialmente presente no mesmo (ASSIS, 2018).

Assim, ao promover a instalação de sistemas de suporte de elevada competência estrutural, a redistribuição de tensão no maciço rochoso é impedida. Portanto, é mais interessante do ponto de vista econômico que o sistema de suporte permita que ocorra alguma resposta estrutural proveniente do maciço rochoso (deformações e dissipação de energia potencial), ou seja, que

sejam rígidos e estáveis sem influências do maciço circundante, mas deformáveis (MAIDL *et al.*, 2013).

Os sistemas de suporte de baixa competência estrutural apresentam boa resistência a esforços axiais e tangenciais, porém baixa resistência aos momentos fletores e, portanto, não consegue permanecer estável sem interação com o maciço circundante quando da aplicação das cargas. As deformações podem ocorrer até uma magnitude em que a taxa de redistribuição de tensões ainda é viável e também está relacionada à localização do túnel e à limitação de recalques em estruturas lindeiras (MAIDL *et al.*, 2013).

As correlações entre rigidez, deformabilidade e resistência às forças axiais agindo sobre o suporte podem ser visualizadas na Tabela 3. 1 abaixo.

Tabela 3. 1 - Correlação entre rigidez, deformabilidade e resistência às forças axiais do suporte.

Rigidez	Deformabilidade	Resistência às forças axiais	
		Momento Fletor	Esforço Normal
Muito rígido na flexão	Rígido	Alto	Baixo
Rígido na flexão	Rígido	Baixo	Baixo
Pouco rígido na flexão	Semi- rígido	Baixo	Alto (adicionando forças de cisalhamento)

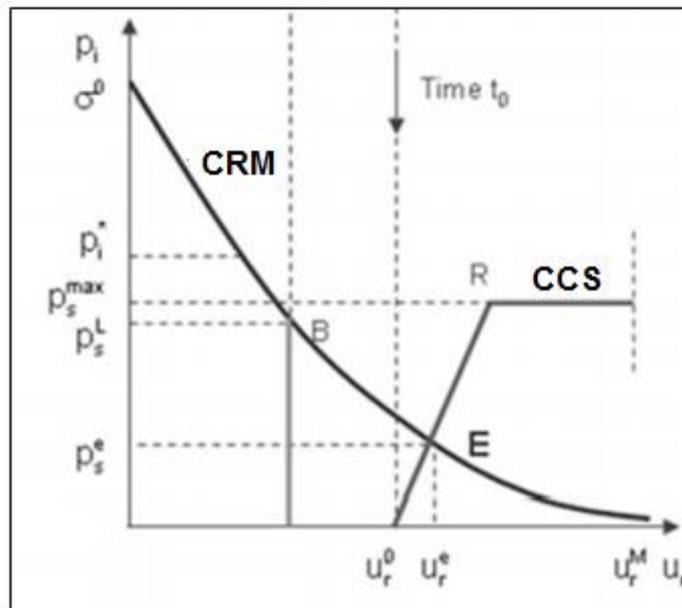
Fonte: MAIDL *et al.*, 2013.

3.1.2. Interação Entre Sistema de Suporte e Maciço Circundante

A interação entre o sistema de suporte e o maciço circundante existe a fim de que haja uma transferência eficiente das forças radiais e contínua das forças tangenciais do maciço para o suporte. Neste sentido, tem-se que para que o suporte seja mobilizado, ele deve estar em contato com o maciço (MAIDL *et al.*, 2013).

Assim, tem-se os conceitos de curva de reação do maciço (CRM), a qual relaciona o deslocamento último do maciço com a pressão sobre o sistema de suporte do túnel, e de curva de confinamento do suporte (CCS), uma relação entre a tensão e a deformação que ocorrem no maciço (CRISTESCU *et al.*, 1987). Uma representação de ambas as curvas citadas e seus principais elementos pode ser visualizada na Figura 3. 4.

Figura 3. 4 – Principais elementos da Curva de Confinamento do Suporte (CCS) e da Curva de Reação do Maciço (CRM).



Fonte: ALEJANO *et al.*, 2009. Adaptado.

A partir da curva de reação do maciço é possível ver o comportamento do túnel após a escavação (comportamento elástico ou plástico). Desse modo, tem-se evidências se o túnel é autoportante ou se sofre ruptura. Quando da situação de o túnel ser autoportante, o sistema de suporte pode ser descartado, à exceção da existência da necessidade do controle dos recalques; entretanto, quando da situação de o túnel colapsar, a instalação de suporte é mandatória.

Portanto, é possível trabalhar com sistemas de relaxação da energia potencial de acordo com as necessidades ou limites de recalque aceitáveis para cada estrutura. Quando não são apresentadas limitações quanto aos recalques, tem-se como alternativa economicamente vantajosa permitir a total relaxação da energia potencial e então proceder com a instalação do suporte quando chegar ao limite. Em casos onde há um limite rígido de recalques, coloca-se suportes de altas rigidezes, com competência suficiente para suportar as altas tensões que chegarão do maciço dada a falta de relaxação da energia (ASSIS, 2018).

3.1.3. Tempo de Instalação

O movimento de fechamento de uma cavidade em um maciço rochoso é função das propriedades reológicas da rocha e do estado de tensão existente, tanto *in situ* como após o início da escavação, do tamanho da escavação e da taxa de penetração (FARROKH e ROSTAMI, 2008). Ainda, temos que o estado de tensão está intimamente relacionado com o

os métodos de escavação e de sistema de suporte, os quais têm efeitos que podem ser separados em duas vertentes: o efeito do avanço do tunelamento e o efeito da instalação do suporte (PAN e DONG, 1991).

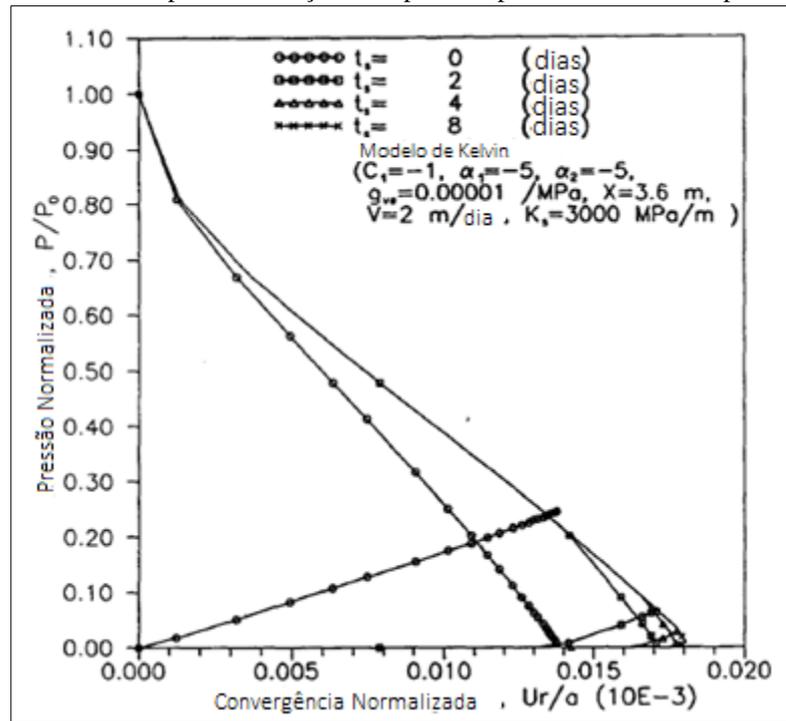
A partir de análises de campo tem-se que o nível de convergência que pode ocorrer nas paredes de um túnel tem relação direta com a porcentagem de finos e de fragmentos de rocha que são retirados. Ainda, a convergência do túnel está intimamente relacionada com o torque imprimido pelo maquinário utilizado no tunelamento, para o caso de escavação de túneis escavados mecanicamente (FARROKH e ROSTAMI, 2008).

Haja vista que a curva de reação do maciço demonstra a relação entre os deslocamentos radiais que ocorrem no túnel e a pressão do suporte, tal curva apresenta dependência com a sequência de escavação e com o tempo de instalação do suporte, tendo este último maior relevância em rochas menos competentes. Desse modo, PAN e DONG (1991) observaram que a convergência do túnel entra em equilíbrio em um curto espaço de tempo quando da instalação do suporte logo após a escavação da cavidade, ou seja, o fenômeno da convergência é bastante minimizado pela instalação do sistema de suporte (PAN e DONG, 1991).

O tempo de instalação do suporte dar-se-á pelas condições do maciço e especificações do projeto vistos particularmente. Há situações em que as condições elásticas de comportamento do maciço devem ser preservadas e, portanto, não se pode permitir a relaxação de energia, o que leva à necessidade de instalação do suporte em curto espaço de tempo pós escavação. Entretanto, há situações em que em que é possível a formação de áreas no maciço sendo regidas pelo comportamento plástico do material, o que leva à instalação do suporte após deformação do maciço e redução na energia potencial do mesmo (MAIDL *et al*, 2013).

A influência do tempo de instalação no suporte no fenômeno de convergência do túnel e na pressão resistida pelo suporte a partir do modelo de Kelvin pode ser visualizada na Figura 3. 5. A partir da figura vê-se que quanto mais cedo o suporte for instalado, menor será a convergência do túnel.

Figura 3. 5 – Influência do tempo de instalação de suporte na pressão normalizada pelo modelo de Kelvin.



Fonte: PAN e DONG, 1991.

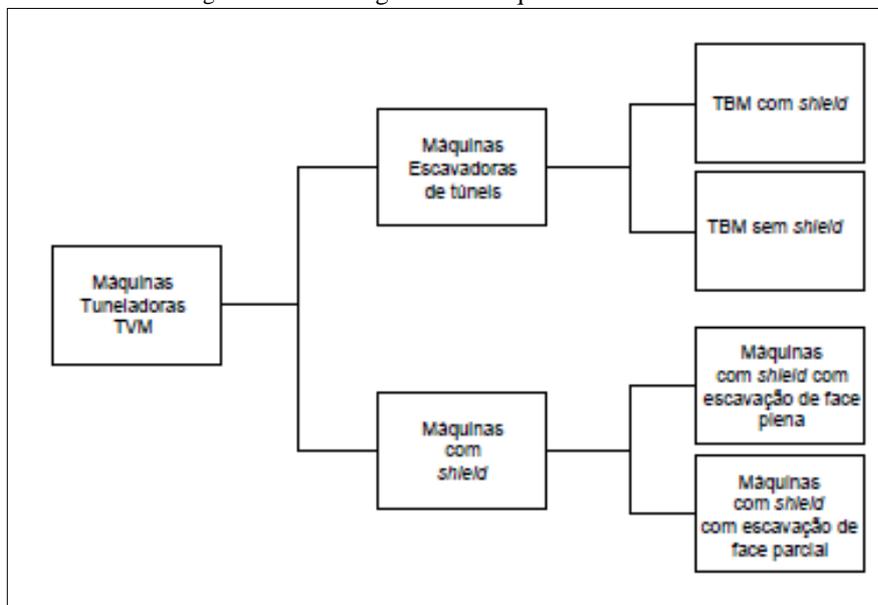
Quando durante a sequência de operação, devido ao método de escavação utilizado, a superfície do túnel fica submetida à uma tensão nula, o tempo de aplicação do sistema de suporte após a escavação torna-se um dos principais parâmetros no que tange à análise da interação entre o sistema de suporte e o maciço. Se o intervalo for muito curto, tem-se a possibilidade de colapso do suporte devido à sobrecarga a que estará submetido; se o intervalo for muito longo, tem-se a possibilidade de rompimento do maciço devido às deformações excessivas (CRISTESCU *et al.*, 1987).

4. Métodos de Escavação de Túneis

Uma vasta gama de técnicas de escavação de túneis foi desenvolvida, as quais utilizam diferentes métodos para reforço e suporte das frentes de escavação (GALLI *et al.*, 2004). A escolha do método construtivo que será utilizado deve estar diretamente relacionada com o tipo de maciço e características do túnel, tal como a sua profundidade. A depender do método de escavação escolhido é possível provocar tensões que podem gerar deslocamento, queda de blocos e até promover a ruína do maciço circundante, o que acarretará em soluções onerosas e problemas com a segurança (DIEDERICHS *et al.*, 2004).

A escavação mecanizada realizada a partir de máquinas tuneladoras apresenta-se como uma alternativa aos métodos tradicionais de escavação de túneis, à exemplo o tunelamento feito a partir de concreto projetado e o tunelamento a partir da técnica de perfurar e explodir (“*Drill and Blast*”). Uma visão geral acerca das máquinas tuneladoras pode ser visualizada na Figura 4. 1.

Figura 4. 1 – Visão geral das máquinas tuneladoras.



Fonte: MAIDL *et al.*, 2013.

As máquinas de escavação de túneis utilizam os discos circulares para escavarem a rocha que está na frente de escavação a partir da rotação dos mesmos e da pressão à que a face é submetida. Ainda, tais máquinas movem-se para frente agarrando-se às paredes do túnel. A diferença entre as TBM e as máquinas encapsuladas (com *shield*) reside na construção das ferramentas de

escavação e nos diferentes métodos de transferência de torque. As TBM geralmente promovem uma escavação de face plena a partir da rotação de um disco e da lâmina de pressão na face, sendo que a face da escavação costuma ser estável ou suportada apenas pela estrutura metálica do cortador. Já as tuneladoras encapsuladas podem realizar a escavação tanto em face plena como em face parcial, sendo esta última utilizada em maciços que se mantêm temporariamente estáveis sem a presença da cápsula (MAIDL *et al.*, 2013).

As tuneladoras TBM e as máquinas com escavação de face parcial são geralmente utilizadas em maciços rochosos competentes, enquanto as tuneladoras encapsuladas são mais utilizadas em rochas instáveis e de fácil fragmentação e em solos. Entretanto, a aplicação de ambos os tipos de máquinas é flexível (MAIDL *et al.*, 2013).

Neste trabalho será contemplado o método mecanizado de tunelamento a partir da utilização de máquinas tuneladoras denominadas *Tunnel Boring Machine*.

4.1.1. *Tunnel Boring Machine* (TBM)

A realização de tunelamentos a partir da utilização das TBM é bastante comum haja vista as altas taxas de escavação. Ao determinar a realização de tunelamento mecanizado, uma das maiores dificuldades dos projetistas reside em determinar qual a TBM mais apropriada, a realização de estimativas e previsão do seu desempenho em cada condição geológica que pode ocorrer durante o processo do tunelamento, haja vista que trata-se de obras lineares que podem apresentar grande variação de condições geológicas (YAZDANI-CHAMZINI e YAKHCHALI, 2012).

A escolha do maquinário adequado com as especificações técnicas e funcionalidades é importante para garantir a velocidade, a segurança e a completa e bem-sucedida construção do túnel, abrangendo tudo aquilo que foi previsto e requerido em contrato. Ainda, escolher a tuneladora adequada para o tipo de maciço que será escavado é de fundamental importância para a não ocorrência de atrasos, para a segurança da tripulação e do pessoal de campo e para que não ocorra paralizações na operação (HAMIDI *et al.*, 2010).

É necessário que para a realização de um tunelamento onde será utilizada a TBM tenha-se conhecimento a respeito do quanto o comportamento do maciço onde o túnel será escavado

impactará no maquinário selecionado (FARROKH e ROSTAMI, 2008). Quando a TBM é selecionada, é praticamente irreversível a realização de mudanças na escolha e, uma vez que a máquina já estiver posicionada no maciço, dificilmente teria como tirá-la (realizar movimentos para trás ao invés de continuar com o tunelamento, ocorrendo a perda do maquinário) e efetuar grandes modificações e adaptações, haja vista que tais intervenções são bastante onerosas e dependem muito tempo, havendo ainda a possibilidade de intervenções serem inconcebíveis (YAZDANI-CHAMZINI e YAKHCHALI, 2012).

Devido às condições geológico-geotécnicas mais adversas, pode acontecer de a TBM ficar presa no maciço (bloqueio do *shield* e da cabeça de corte da TBM), havendo grandes atrasos e soluções onerosas, uma vez que para fazer com que o maquinário possa entrar em operação novamente o trabalho deve ser realizado de modo manual e bastante vagaroso. A partir de investigações realizadas *in situ* e de observações de campo a TBM pode ficar presa no maciço devido a dois fatores: fechamento da cavidade aberta (*Ground squeezing/jamming*) e colapso da face/maciço do túnel (*Face/ground collapse*). O primeiro trata-se de grandes deformações associadas ao fenômeno da fluência que ocorrem ao redor do túnel no decorrer do tempo pós escavação e são ocasionadas por tensões de cisalhamento que ultrapassam a resistência do maciço. Já o segundo está relacionado ao deslocamento de cunhas no decorrer da escavação quando são encontradas zonas em que há a intersecção de juntas de superfície sem resistência, desse modo a sua ocorrência está ligada à maciços com muitas juntas e zonas de falhas (FARROKH e ROSTAMI, 2009).

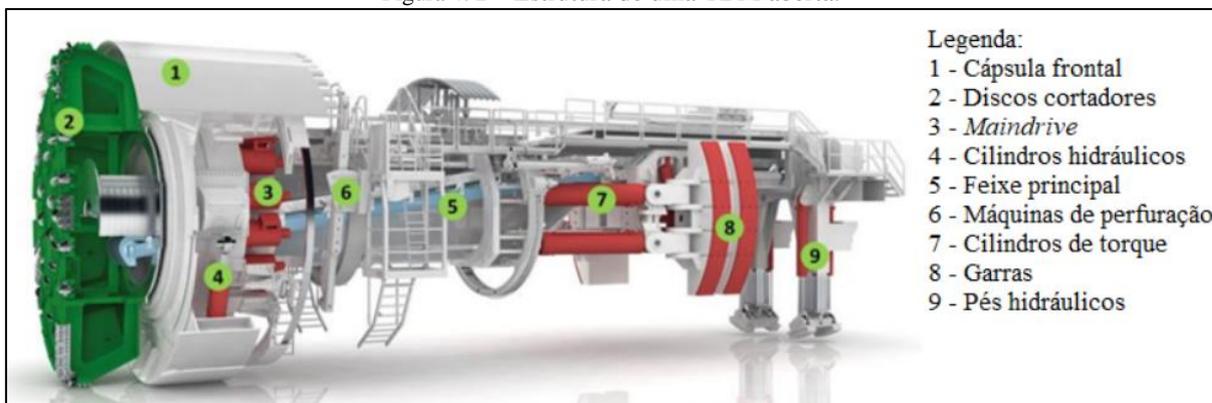
Condições geológico-geotécnicas de túneis que serão escavados em maciço rochoso com muitas dobras e áreas de rocha metamórfica, em formações que apresentam muita variabilidade no material, com muitas falhas ao longo do alinhamento do túnel, em grandes profundidades e em situações em que há um maciço multifacetado na frente de escavação dão condições bastante complexas para a operação do maquinário de tunelamento. Logo, tem-se que as investigações são importantes pois formações geológicas como gnaisse, xistos de mica e xistos de calcário (formação típica de zonas de contato/cisalhamento e de falhas) e argilas são complexas e bastante susceptíveis à ocorrência de *ground squeezing* quando da existência das condições de carregamento necessárias à ocorrência do fenômeno (FARROKH e ROSTAMI, 2009).

4.1.2. Tipos de TBM

Para as TBM destinadas às escavações em rocha tem-se classificações distintas dos sistemas. As classificações são baseadas nas diferentes aplicações, tamanhos, condições geotécnicas e sistema de suporte final necessário. Entretanto, a depender do tipo de material a ser escavado, as TBM podem ser distinguidas em dois grupos: TBM para rochas competentes e TBM para solos moles. As primeiras são divididas entre TBM aberta para solos estáveis e TBM com um ou dois *shields* para solos quebradiços e com muitas juntas (HAMIDI *et al.*, 2010).

As TBM abertas têm sua zona de aplicação concentrada em rochas mais competentes que são capazes de manterem-se estáveis sem a utilização de sistema de suporte por um bom tempo. Desse modo, são bastante utilizadas quando não há necessidade de sistemas de suporte temporários, como arcos de aço e concreto projetado (MAIDL *et al.*, 2013). Um desenho esquemático de uma TBM aberta pode ser visualizado na Figura 4. 2.

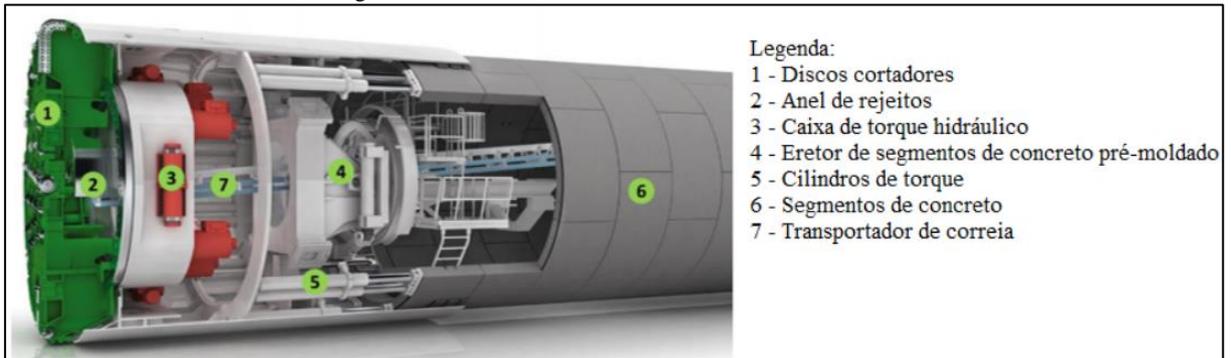
Figura 4. 2 – Estrutura de uma TBM aberta.



Fonte: BRABANT e DUHME, 2017.

As TBM com apenas um *shield* são destinadas à utilização em rochas que não conseguem se auto portar por muito tempo e em rochas fraturadas. Desse modo, a fim de conferir ao túnel um sistema de suporte temporário e proteger tanto o maquinário como os trabalhadores, tais TBM são encapsuladas. O revestimento é instalado com um sistema de suporte baseado em segmentos de concreto armado que dependendo da geologia local e da atividade-fim do túnel pode tanto ser utilizado tanto como revestimento final (sistema de suporte primário) como sistema de suporte temporário que posteriormente será reforçado por uma camada de concreto moldado *in loco* (MAIDL *et al.*, 2013). Um desenho esquemático de uma TBM com um *shield* pode ser visualizado na Figura 4. 3 abaixo.

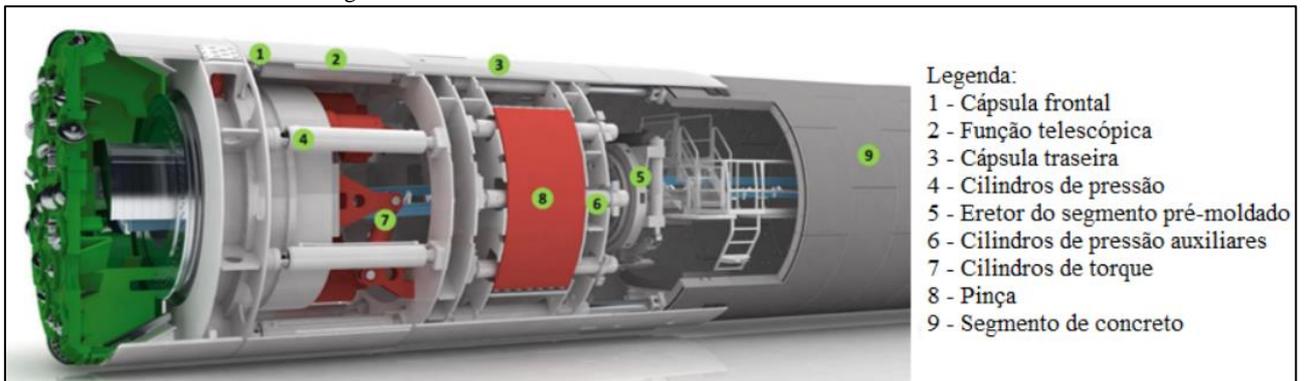
Figura 4. 3 – Estrutura de uma TBM com um *shield*.



Fonte: BRABANT e DUHME, 2017.

As TBM com dois *shields*, assim como as TBM com apenas um *shield*, também são capazes de realizar tunelamentos em rochas que não conseguem se auto portar por muito tempo e em rochas fraturadas. Entretanto, por conter dois *shields* é possível realizar um tunelamento quase contínuo independente da instalação do sistema de suporte (MAIDL et al., 2013). Um desenho esquemático de uma TBM com dois *shields* pode ser visualizado na Figura 4. 4 abaixo.

Figura 4. 4 – Estrutura de uma TBM com dois *shields*.



Fonte: BRABANT e DUHME, 2017.

Uma comparação entre as vantagens e desvantagens relativas à utilização dos três tipos de TBM que foram explanados anteriormente pode ser visualizada na Tabela 4. 1.

Tabela 4. 1 – Comparação entre as TBMs utilizadas para escavação em rocha (após BARLA e PELIZZA, 2000).

TBM com dois <i>shields</i>	TBM com um <i>shield</i>	TBM aberta
Vantagens	Vantagens	Vantagens
Vasta gama de aplicação	Vasta gama de aplicação	Fácil operação
Segurança	Segurança	Alta taxa de escavação

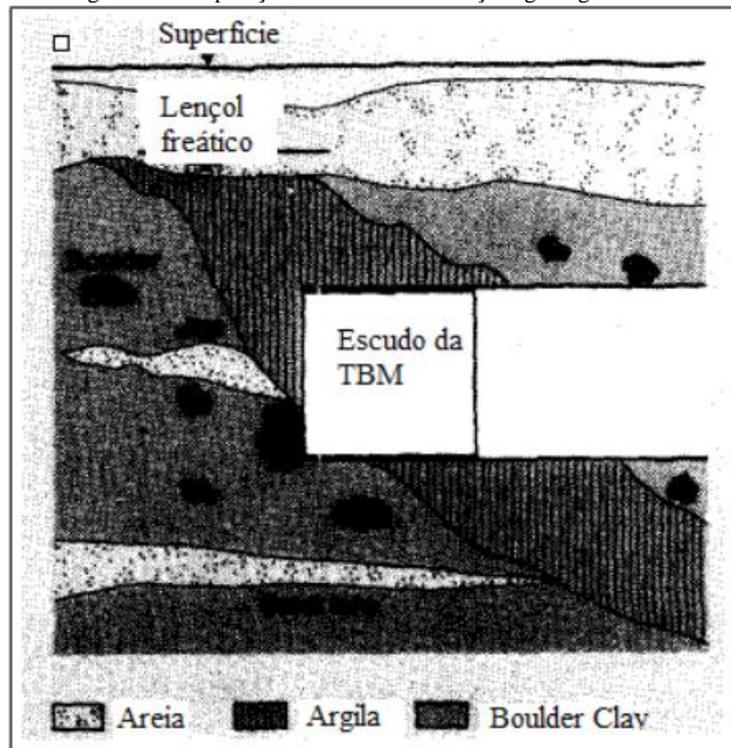
TBM com dois <i>shields</i>	TBM com um <i>shield</i>	TBM aberta
Flexibilidade no sistema de suporte	Instalação de segmentos de concreto pré-moldado como suporte	Flexibilidade no sistema de suporte
Instalação simultânea do sistema de suporte final	Alto desempenho	Aplicabilidade em rochas competentes
Capaz de escavar e solo colapsível	Capaz de escavar e solo colapsível	Menor custo de construção
Controle do fluxo de água a partir de um <i>shield</i> fechado	-	Baixo custo de investimento
Desvantagens	Desvantagens	Desvantagens
Alto custo de investimento	Trabalha em duas fases	Não operável em maciços rochosos instáveis
Complexidade de operação	Operação em maciço menos competente	Instalação de sistema de suporte em rochas menos competentes
Necessidade de limpeza da junta telescópica	Precisa dos segmentos de concreto pré-moldado	-
Possibilidade de parada da operação da TBM em maciços muito convergentes	Alto custo de investimento	-
-	Operação complexa	-
-	Necessidade de planta do segmento	-

Fonte: HAMIDI *et al.*, 2010.

Como dito na introdução deste trabalho, o vasto crescimento urbano concomitante ao célere desenvolvimento econômico promoveu uma crescente necessidade pelo crescimento dos espaços subterrâneos a fim de melhorar e expandir a infraestrutura urbana já existente (HU *et al.*, 2011). Ainda, a escavação mecanizada de túneis permite operações nos mais variados tipos de solo sob as mais adversas condições (YANG *et al.*, 2009). Isto advém do fato de as tuneladoras de escudo fechado serem capazes de controlar os recalques da superfície e reduzir o risco de colapso da face de escavação devido à execução contínua do sistema de suporte da face durante toda a execução das operações (ANAGNOSTOU e KOVÁRI, 1996b).

As condições geológicas adversas em que TBM possam ter que operar estão ilustradas na Figura 4. 5, à exemplo encontro do maquinário com o lençol freático, condições reológicas do maciço com variações frequentes, materiais de resistências diferentes e face de escavação não estando inteiramente estabilizada durante as operações (BABENDERERDE, 1991).

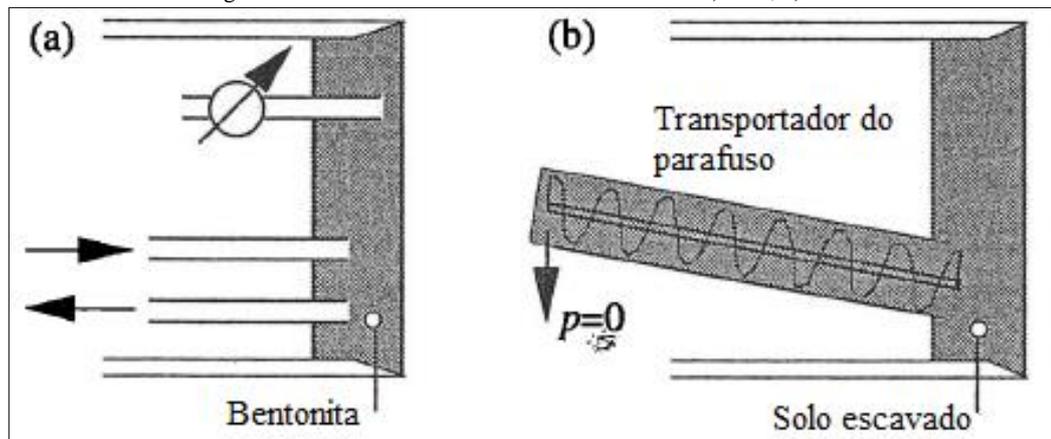
Figura 4. 5 – Operação da TBM sob condições geológicas ruins.



Fonte: BABENDERERDE, 1991.

O desenvolvimento do método mecanizado de tunelamento a partir de maquinário com escudo baseia-se em como estabilizar e suportar a face de escavação, podendo este suporte ser realizado de maneira mecânica, com ar comprimido ou o próprio solo escavado. Atualmente, os dois principais métodos de estabilização da face de escavação são as EPB (*Earth Pressure Balanced shields*), sistema desenvolvido no Japão, e as SPB (*Slurry Pressure Balance*), desenvolvidas na Europa (YANG *et al.*, 2009). As SPB utilizam uma suspensão de bentonita como fluido estabilizante da face de escavação, sendo que a pressão do fluido pode ser aplicada e mantida de maneira precisa sem a ocorrência de flutuações. As EPB, por sua vez, promovem uma estabilização contínua utilizando o solo recém escavado, o qual preenche a câmara de escavação quando sob pressão (ANAGNOSTOU e KOVÁRI, 1996b). O modelo destes tipos de TBM descritos podem ser visualizados na Figura 4. 6.

Figura 4. 6 – Modelo das TBM de escudo fechado: a) SPB; b) EPB.



Fonte: ANAGNOSTOU e KOVÁRI, 1996b.

Desse modo, o emprego de máquinas tuneladoras de escudo fechado se vem mostrando frequente nos projetos de túneis realizados na atualidade, haja vista que tais máquinas apresentam dois objetivos, sendo estes a estabilização da frente de escavação e a redução ou prevenção de ocorrência de fluxo de água percolante no maciço na frente de escavação. Estas máquinas controlam os recalques na superfície e diminuem a probabilidade de ocorrência da ruptura da face do túnel (ANAGNOSTOU e KOVÁRI, 1996a).

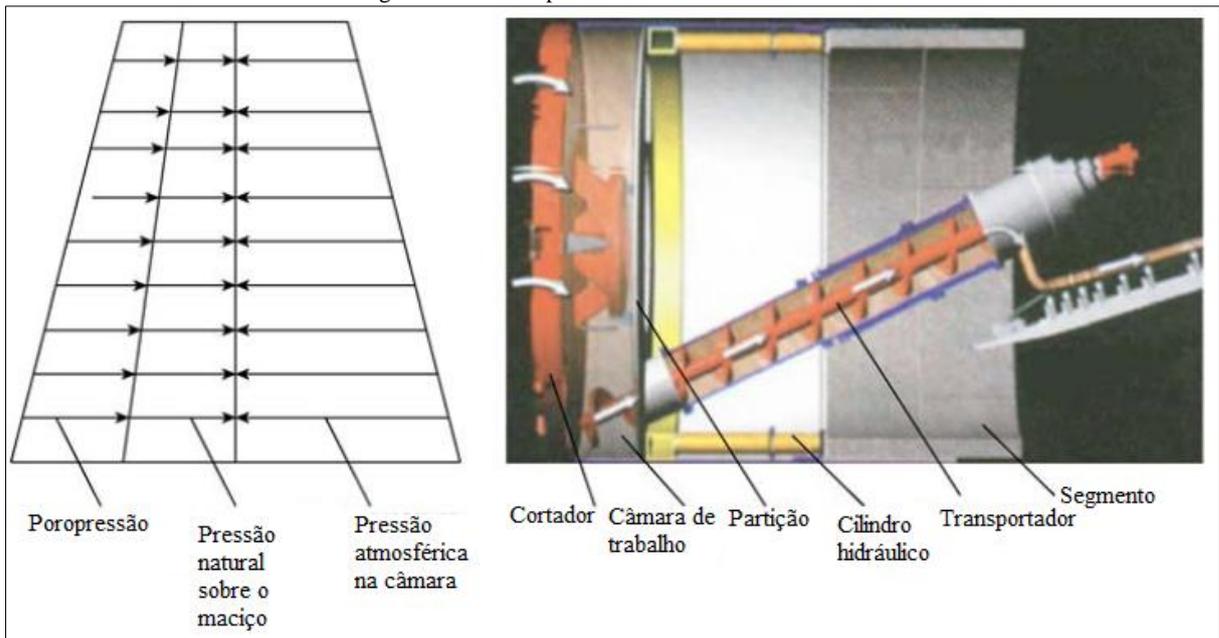
4.1.2.1. EPB

As tuneladoras EPB mostra-se como uma boa opção face à vasta variedade de maquinário tunelador da atualidade haja vista a sua ampla aplicabilidade às condições geológicas adversas e a existência de um controle de descarga de resíduos. Quando da utilização destas máquinas é necessário estimar não somente os carregamentos atuantes, mas os diversos fatores que influem nestes carregamentos (HU *et al.*, 2011).

As EPB são as tuneladoras mais frequentemente empregadas na escavação de túneis em maciços pouco competentes e, ao longo dos últimos anos, a partir dos avanços tecnológicos na caracterização de solos, vem-se tornando possível a utilização deste maquinário em maciços com granulometria graúda (THEWES *et al.*, 2012). Desse modo, as EPB são na atualidade o maquinário mais amplamente utilizado na construção de túneis urbanos devido às melhorias mecânicas e eletrônicas e, simultaneamente, ao uso mais efetivo de aditivos no solo (VINAI *et al.*, 2008).

Na Figura 4. 7 é possível visualizar a estrutura de uma EPB. No escudo da EPB, o solo escavado vai sendo continuamente depositado na câmara fechada e comprimido ao passo que é transportado a partir da rotação do parafuso. Como consequência, é gerada uma pressão atmosférica a fim de equalizar a sobrecarga e a pressão hidrostática existentes, como pode ser percebido na Figura 4. 7 à esquerda.

Figura 4. 7 – Princípio de funcionamento das EPBs.



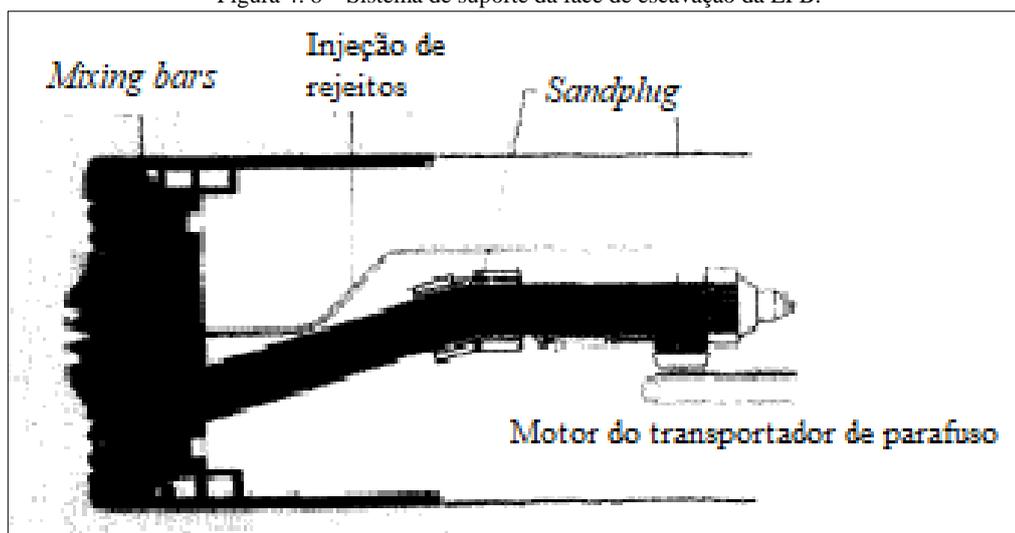
Fonte: YANG *et al.*, 2009.

As tuneladoras EPB promovem à estrutura do túnel um suporte contínuo à face de escavação a partir do uso do maciço que acabou de ser escavado uma vez que este, sob pressão, preenche de forma completa a câmara de trabalho. Este suporte é adquirido através do controle fluxo contínuo de material escavado para dentro e para fora da câmara, ou seja, pela regulação do transportador helicoidal de rotação e da taxa de avanço da escavação (ANAGNOSTOU e KOVÁRI, 1996a).

Durante as operações de tunelamento da EPB, a fim de que a pressão atmosférica na câmara onde o solo escavado é depositado esteja sempre em níveis controlados, dois princípios devem seguidos, sendo estes: a pressão deve ser mantida em níveis medianos a fim de que não ocorra levantamentos de maciço ou recalques; e a pressão deve ser a mínima possível tal que reduza o torque e o desgaste dos discos cortadores (YANG *et al.*, 2009).

A eficácia do suporte de uma frente de escavação instável é diretamente proporcional à eficiência na transferência constante de pressão do suporte para a superfície da face. Se a pressão do suporte for oscilatória, a variação de pressão leva ao colapso da face. Desse modo, a fim de manter a transmissão de pressão a taxas constantes, nas EPB a pressão de suporte na câmara de trabalho é gerada pelos macacos ao empurrarem a tuneladora contra a face de escavação. Ao rotacionarem os discos cortadores vão retirando o solo em contato com a câmara de trabalho e, concomitantemente, o mesmo volume de material é retirado da câmara de trabalho pelo transportador de parafuso. Desse modo, a velocidade de rotação do transportador do parafuso regula o volume extraído e a pressão de suporte na câmara de trabalho (BABENDERERDE, 1991). A estabilização da face de escavação realizada pelas EPB pode ser visualizada na Figura 4. 8.

Figura 4. 8 – Sistema de suporte da face de escavação da EPB.



Fonte: BABENDERERDE, 1991.

A estabilidade da face do túnel é controlada a partir da combinação de efeitos acarretados pela poropressão e pela tensão efetiva na câmara de trabalho, sendo estes ajustados de acordo com as condições hidrogeológicas e de mecânica dos solos locais. A primeira promove uma redução do gradiente hidráulico no maciço que, por sua vez, também reduz as forças de percolação no maciço a frente da escavação. Já o segundo trata-se das forças de contato que ocorrem grão a grão entre os detritos e o maciço da frente de escavação (ANAGNOSTOU e KOVÁRI, 1996a).

A fim de que pressão de suporte necessária para estabilizar a frente de escavação seja atingida é necessário que o solo seja impermeável ao ar. Desse modo, os cortadores são os responsáveis por formar uma homogênea e impermeável mistura de solo, sendo esta pasta formada a partir

de melhoramentos realizados no solo utilizando aditivos, a depender do tipo de solo, das condições geológicas (hidrogeologia, poropressão e permeabilidade do solo) e das características da TBM (LANGMAACK, 2002).

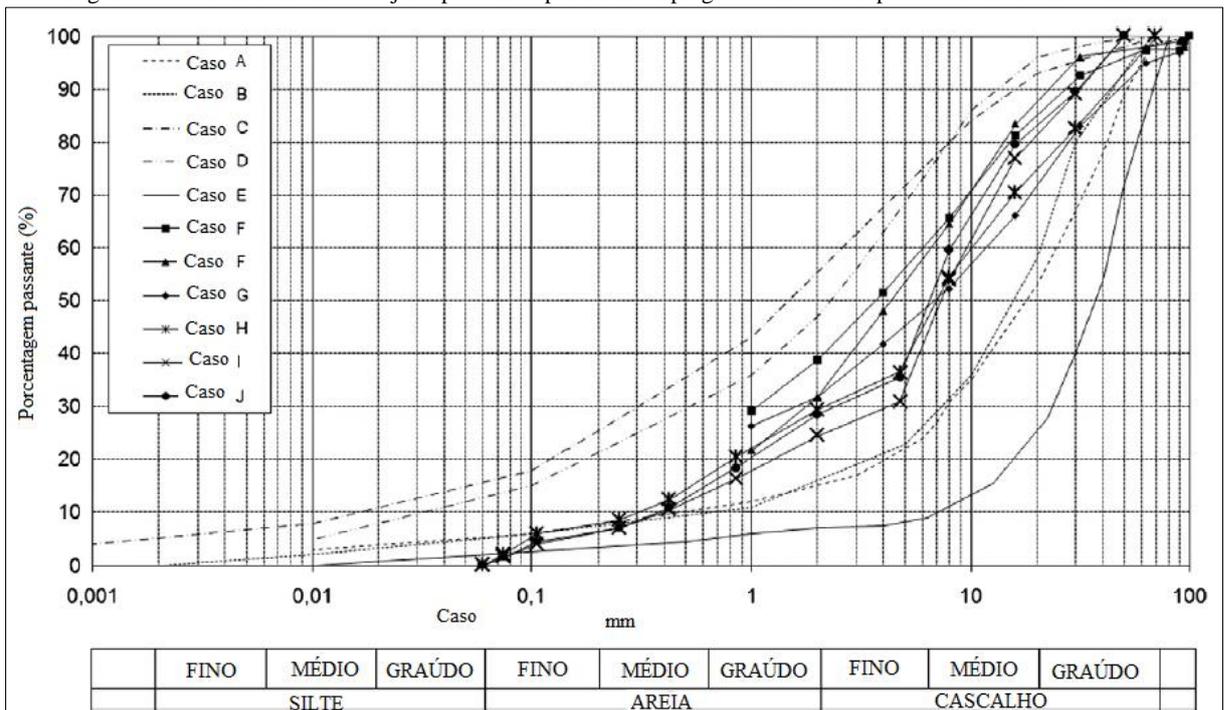
As melhorias das propriedades do solo é realizada a partir da utilização de espumas, polímeros, água e fíler na face do túnel, na câmara de escavação e no transportador helicoidal. Faz-se esta melhorias das propriedades a fim de (VINAI *et al.*, 2008):

- Transformar o solo em um meio plástico para que haja a transferência adequada de pressão na câmara de escavação e no transportador helicoidal;
- Reduzir a permeabilidade do maciço tendo como consequência a redução na probabilidade de ocorrência de percolação de água no maciço, força de arrasto devido à possíveis infiltrações e recalques decorrentes da consolidação do solo;
- Reduzir esforços de fricção;
- Evitar efeitos de adesão em solos coesivos;
- Manutenção das características listadas acima no decorrer do tempo a fim de haver estabilidade da face do túnel durante todas as operações de escavação e quando o maquinário tiver de parar as operações devido à razões técnicas e operacionais.

A distribuição granulométrica do material a ser escavado tem grande influência no melhoramento do solo ou no maciço rochoso fraturado. Desse modo, o parâmetro mais importante para que seja realizado um bom plano de melhoramento do solo é a definição da porcentagem de grãos menor que 1 mm, haja vista que esta fração de grãos interage diretamente com as bolhas da espuma utilizada no melhoramento, acabando por criar um comportamento mais plástico e permitir a passagem de grãos de diâmetro maior (PEILA *et al.*, 2013).

A partir de diversos estudos realizados a fim de determinar a distribuição granulométrica característica do rejeito produzido pelos discos de TBM empregadas em operações de tunelamento em maciços rochosos, foi visto que o percentual de material que passa na peneira de 1 mm encontra-se na faixa de 6% a 43%, a depender das características dos discos (diâmetro, modelo do disco, potência instalada e torque aplicado) e das condições geológicas e geomecânicas do maciço rochoso (PEILA *et al.*, 2013). Distribuições granulométricas com porcentagens entre 6% e 20% são as mais comuns e podem ser visualizadas na Figura 4. 9.

Figura 4. 9 – Granulometria do rejeito produzido por TBM empregadas em rocha reportado na literatura técnica.



Fonte: PEILA *et al.*, 2013.

Finalmente, vem ocorrendo uma maior utilização do maquinário EPB em maciços rochosos, especialmente quando se é constatado nas investigações geológicas preliminares a existência de substâncias que podem deixar tanto as operações de tunelamento mais perigosas como ameaçar a saúde dos funcionários, como a presença de amianto ou gases explosivos. Uma vez que a tecnologia das EPB é capaz de evitar o espalhamento de substâncias e materiais finos, não há a dispersão de materiais contidos no maciço rochoso nem há a formação de bolhas de gases explosivos (PEILA *et al.*, 2013).

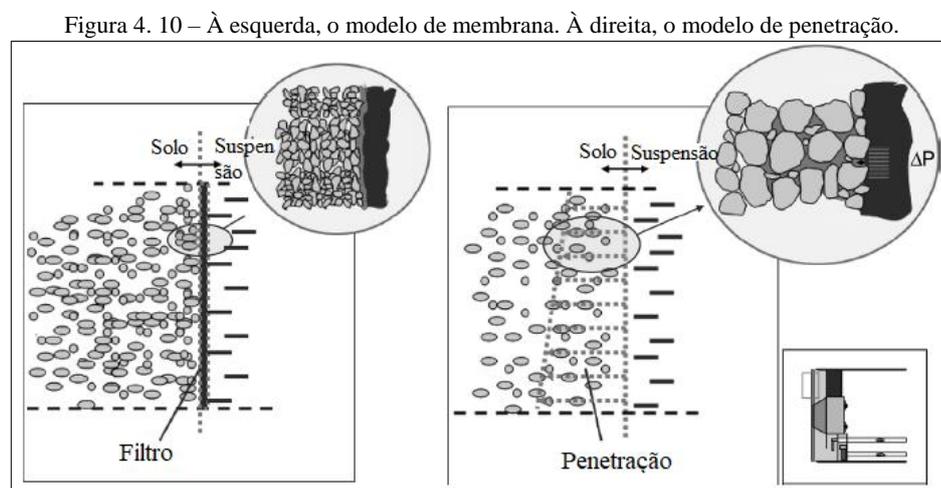
4.1.2.2. SPB

O desenvolvimento deste maquinário pode ser catalogado entre três linhas, sendo estas a japonesa, que levou à concepção das SPB utilizadas atualmente e ao início do desenvolvimento das EPB, a britânica, que não é mais empregada nos projetos de túneis, e a alemã, que levou ao desenvolvimento das *Hydroshields* (MAIDL *et al.*, 2011).

Nas TBM do tipo SPB a estabilização da face da escavação é realizada a partir de um fluido sem atrito, sendo este uma solução de água e aditivo capaz de filtrar e aderir à superfície da face da escavação formando uma camada impermeável. Então, esta camada transfere a pressão do fluido de suporte para o maciço que está sendo escavado. Na Europa, utiliza-se bentonita como

aditivo filtrador, enquanto no Japão é mais comum o emprego de argila natural como aditivo (BABENDERERDE, 1991).

A água pura pode ser utilizada como fluido de suporte da face de escavação apenas em meios impermeáveis compostos por materiais de granulometria fina. Para solos permeáveis de granulometria graúda emprega-se materiais como a bentonita em detrimento da água devido às suas propriedades tixotrópicas. Para a realização do suporte da face tem-se dois modelos: o de membrana e o de penetração, sendo a aplicação de ambos a depender da permeabilidade do maciço circundante (MAIDL *et al.*, 2011). As ilustrações de ambos os modelos citados podem ser visualizadas na Figura 4. 10.



Fonte: MAIDL *et al.*, 2011.

Se a permeabilidade do meio for baixa e o conteúdo de bentonita for suficiente, a suspensão tem a capacidade de penetrar no solo sob um diferencial de pressões, selando a face de escavação com o material sólido em suspensão com uma membrana impermeável (filtro), sendo possível aplicar através dela a pressão de suporte. Para o caso de maciços compostos por materiais de granulometria graúda, o meio é mais permeável, e muitas vezes não é possível criar o filtro mesmo com maiores quantidades de bentonita, haja vista que a suspensão deste material penetra, dada a sua tixotropia, penetra na face de escavação e transfere esforços de cisalhamento ao esqueleto pétreo do solo (MAIDL *et al.*, 2011).

O tipo de bentonita a ser utilizada, a distribuição granulométrica, a compactação do solo e o gradiente de pressão são variáveis determinantes para a formação do filtro e na profundidade de penetração da solução, fazendo-se necessários estudos laboratoriais para a determinação destas variáveis para as individualidades de cada projeto (MAIDL *et al.*, 2011). Os cálculos do

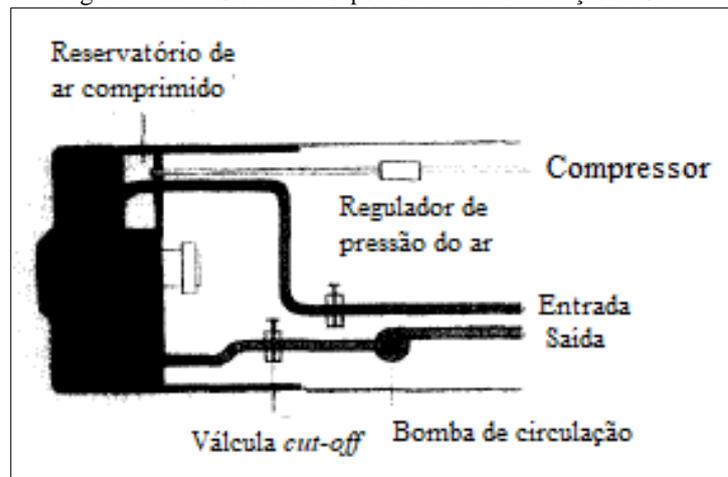
limite de liquidez da suspensão argilosa (garantia da estabilidade interna da face de escavação) e a profundidade de penetração da suspensão de bentonita no maciço circundante podem ser realizados a partir das formulações da normativa alemã publicada em 2013, DIN 4126, apresentadas na 4. 1 e na 4. 2, respectivamente.

$$\tau_F \geq \frac{\gamma_k'' * \gamma_G * d_{10} * \gamma_\varphi}{2 * \eta_F * \tan\varphi_k'} \quad 4.1$$

$$s = \frac{\Delta p * d_{10}}{2\tau_F} \quad 4.2$$

A eficácia do suporte de uma frente de escavação com uma tuneladora SPB operando segue o mesmo princípio das operações realizadas com EPB. A fim de se obter a transmissão de uma pressão de suporte contínua, nas SPB com fluido sem atrito a solução é submetida à uma pressão de suporte predeterminada na câmara de trabalho. Esta suspensão reage de maneira bastante sensível às mudanças de pressão quando da ocorrência de desequilíbrio entre o volume de suspensão bombeado para dentro da câmara de trabalho e o volume de suspensão enriquecido com o material recém escavado que é retirado da câmara de trabalho (BABENDERERDE, 1991). A estabilização da face de escavação realizada pelas SPB pode ser visualizada na Figura 4. 11.

Figura 4. 11 – Sistema de suporte da face de escavação da SPB.

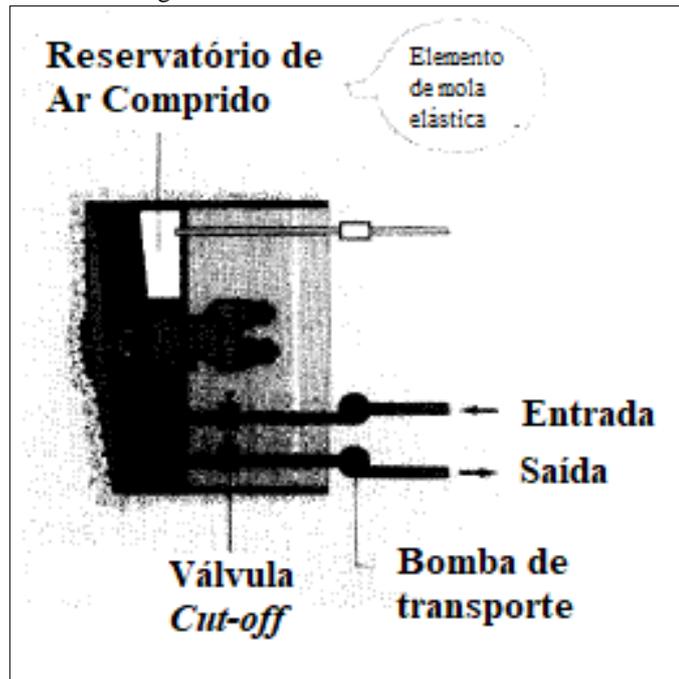


Fonte: BABENDERERDE, 1991.

As propriedades do esforço de cisalhamento e viscosidade e a densidade da suspensão são adaptados às propriedades do maciço e devem ser monitorados continuamente (MAIDL *et al.*, 2011). Quando o maquinário está em operação, apesar de todo os sistemas de controle e

regulação da pressão de suporte, estas variações de volume citadas são inevitáveis e, a fim de evitar a ocorrência destas oscilações no suporte, um reservatório de ar comprimido foi incorporado ao Escudo Hidráulico Alemão, explicitado na Figura 4. 12, fazendo com que se tenha uma pressão de suporte quase constante, uma vez que o máximo desvio na pressão é de $\pm 0,05$ MPa (BABENDERERDE, 1991).

Figura 4. 12 - Escudo Hidráulico Alemão.



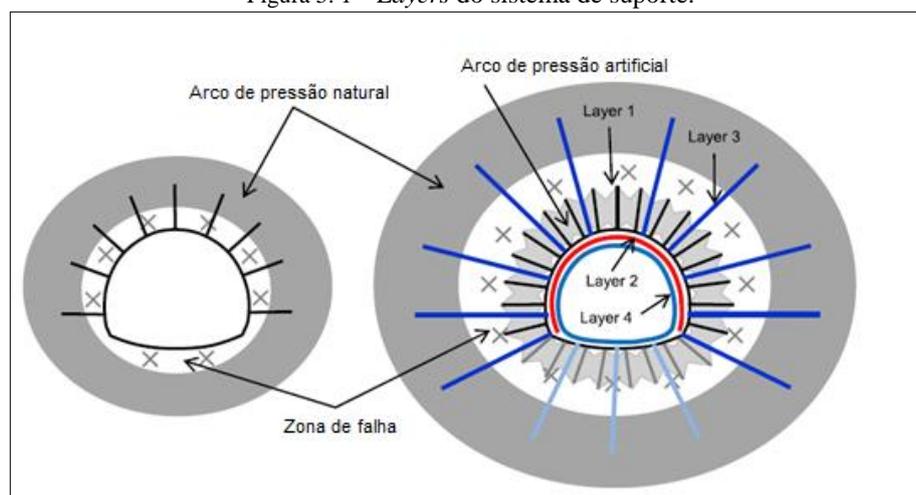
Fonte: BABENDERERDE, 1991.

5. Tipos de Sistemas de Suporte

O sistema de suporte que será utilizado em maciços rochosos deve ser composto por um ou mais componentes de suporte descritos abaixo a depender das condições de carregamento e do quão fraturado está o maciço. Assim, tem-se os componentes demonstrados como *layers* na Figura 5. 1.

- Tirantes (*layer 1*);
- Retenção das superfícies expostas (*layer 2*) com malhas, concreto projetado reforçado ou concreto moldado *in loco*;
- Cabos tracionados (*layer 3*);
- Suporte externo (*layer 4*) com elementos estruturais como arcos de concreto e de aço.

Figura 5. 1 – *Layers* do sistema de suporte.



Fonte: (LI, 2017).

A escolha do tipo de sistema de suporte a ser utilizado está relacionado com o método de escavação, do nível de necessidade de suporte do material que circundará o túnel e do tempo período em que o material consegue se auto portar até a instalação do suporte.

Neste trabalho os segmentos de concreto pré-moldado serão explorados haja vista que trata-se do sistema de suporte instalado pelo maquinário no decorrer das operações de tunelamento. As seções seguintes tratarão destes segmentos de concreto com caráter global e, então, de forma específica ao explicar acerca de segmentos de concreto armados com uma combinação entre fibras estruturais de aço e armadura convencional.

5.1.1. Segmentos de Concreto Pré-Moldado

A utilização de segmentos de concreto pré-moldado nas atividades de tunelamento apresentou um grande crescimento nos últimos vinte anos dada a ampliação no uso de máquinas TBM na escavação de túneis. Desse modo, haja vista que tal maquinário é responsável por um aumento considerável da produtividade da atividade de escavação, tem-se um crescimento da demanda por segmentos de concreto, que servirão como suporte da cavidade escavada. Ainda, tem-se que a produção destes segmentos ocorre no formato industrial, promovendo um melhor controle de qualidade do produto (HEILEGGER e BEIL, 1996).

Quando se trata de materiais pouco competentes, tais como argilas moles e xistos, não há um intervalo de tempo longo em que a cavidade escavada consegue se auto portar sem apresentar riscos de instabilidade e de desabamentos, além de grandes deformações no sentido do fechamento da cavidade. Desse modo, tem-se que a instalação do suporte deve ser realizada rapidamente, o que é conseguido a partir da utilização dos segmentos de concreto pré-moldados, os quais eliminam a necessidade de instalação de sistemas de suporte temporários, tais como concreto projetado e arcos de aço (TOURAN e ASAI, 2015).

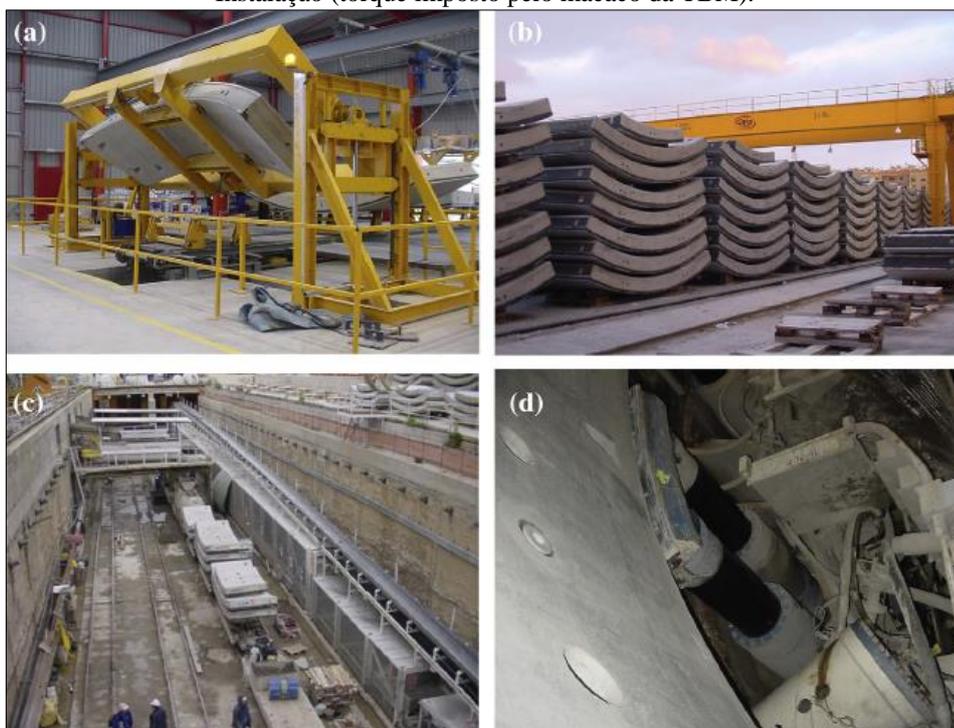
Com o advento das máquinas tuneladoras, a construção de túneis nas mais adversas condições geológico-geotécnicas, como tensões *in situ* e poropressão elevadas, foi viabilizada. Entretanto, com o desenvolvimento de um maquinário mais robusto, as solicitações estruturais impostas ao sistema de suporte também cresceram, tanto no estágio de tunelamento, dadas aos altos torques a que a TBM submete a estrutura do suporte, como no estágio de serviço devido às tensões *in situ* e poropressão obedecendo aos estados de limite de serviço (MOLINS e ARNAU, 2011).

Haja vista que a instalação dos anéis é realizada enquanto as tuneladoras estão operando, tem-se que os segmentos são submetidos a esforços de compressão produzidos pelo próprio maquinário, sendo a direção destes esforços ortogonal à direção dos esforços advindos do maciço. A presença da armadura na estrutura é fundamental pois, se houver alguma defasagem entre o eixo de aplicação do torque da TBM e dos esforços de reação dos segmentos que já foram instalados ao longo da linha longitudinal do túnel, pode ocorrer a ruptura do segmento. Desse modo, a inserção de barras de aço ou soluções que utilizem a combinação de barras e

fibras de aço é imprescindível para que seja conferida ductilidade e rigidez à estrutura (CHIAIA *et al.*, 2009).

Os carregamentos mais relevantes a que os segmentos são submetidos ocorrem no desmolde, na estocagem, no transporte, no manuseio, na instalação dos segmentos no túnel e, finalmente, na aplicação do torque promovida pelos macacos da TBM. A análise de comportamento estrutural acerca dos estados limites últimos e estados limites de serviço em cada uma dessas etapas será bastante divergente, haja vista que o carregamento e a aplicação deste ocorrerão de formas variadas, como pode ser visualizado na Figura 5. 2. Nas etapas de desmolde, estocagem, transporte e manuseio tem-se carregamentos que induzem a geração de momentos fletores, podendo ocasionar trincas de flexão e ruptura do segmento. Já nas etapas de instalação dos segmentos no túnel e aplicação do torque tem-se carregamentos pontuais em apenas alguns pontos, podendo ocasionar trincas locais (LIAO *et al.*, 2015).

Figura 5. 2 – Estágios temporários de carregamento dos segmentos: a) Desmolde; b) Estocagem; c) Transporte; d) Instalação (torque imposto pelo macaco da TBM).

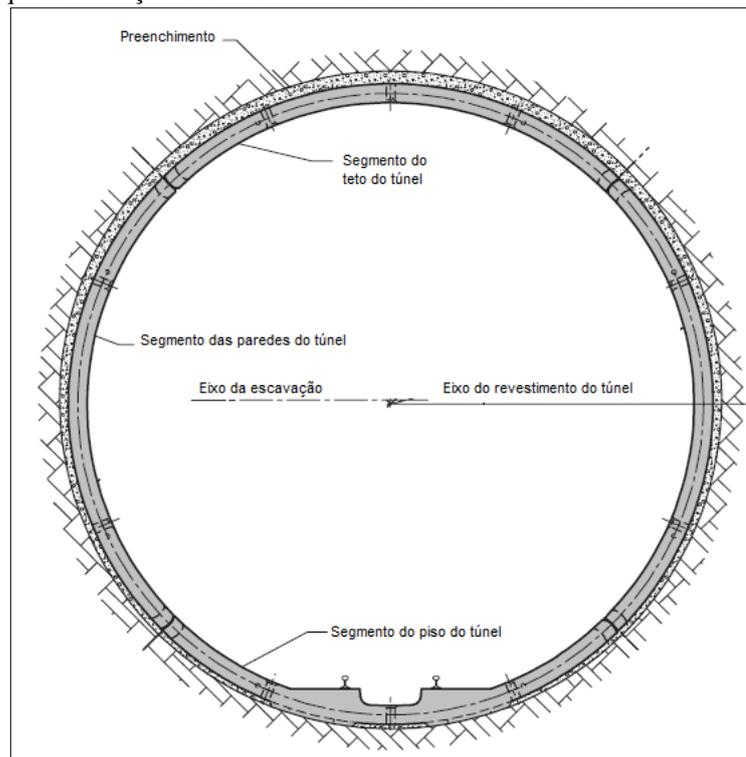


Fonte: LIAO *et al.*, 2015.

O sistema de suporte de concreto pré-moldado baseia-se em anéis compostos por diversos segmentos, formando uma estrutura com juntas, o que faz com que a reação do maciço circundante sobre a estrutura seja algo crítico na manutenção da estabilidade do sistema, sendo

esta reação gerada a partir da restrição nas deformações radiais e tangenciais impostas ao maciço devido à interação suporte x maciço (MOLINS e ARNAU, 2011). Após a instalação do anel deve ser realizado o preenchimento dos espaços que sobram entre o anel de concreto e o maciço circundante, haja vista que para que o suporte seja mobilizado, o contato entre ele e o maciço circundante deve ser assegurado. O esquema de uma seção transversal em um túnel revestido com anéis de concreto pré-moldado pode ser visualizado na Figura 5. 3.

Figura 5. 3 – Esquema da seção transversal de um túnel revestido com anéis de concreto pré-moldado.

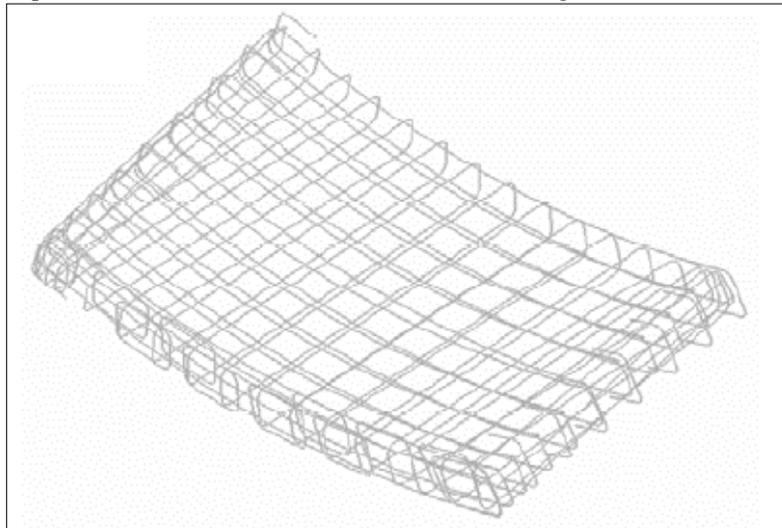


Fonte: WINKLER *et al.*, 2004.

A armadura utilizada nos segmentos é dimensionada a partir das solicitações de projeto a que os segmentos estarão submetidos, tais como as solicitações que ocorrem durante o transporte, instalação e as tensões advindas do maciço circundante. Assim, vem sendo observada uma tendência à substituição da armadura convencional por fibras de aço estruturais nestes elementos quando da utilização de máquinas tuneladoras TBM. Isto decorre do fato de, devido ao formato abaulado dos segmentos, a montagem da armadura mostra-se bastante complexa e detalhada, como poder ser observado na Figura 5. 4. Ainda, as solicitações a que os segmentos são submetidos na fase de construção são superiores àquelas que ocorrem no estado de serviço da estrutura. Portanto, é imprescindível que a composição estrutural do elemento seja mantido, ou seja, que a ocorrência de fraturamento seja restringida durante o seu manuseio e a sua

instalação, quando é submetida a cargas pontuais advindas da TBM, evitando que haja queda na qualidade dos segmentos e na ocorrência de infiltrações para o interior do túnel (CARATELLI *et al.*, 2011); (PLIZZARI e TIBERTI, 2007).

Figura 5.4 - Esquema de armadura convencional utilizada nos segmentos de concreto pré-moldado.



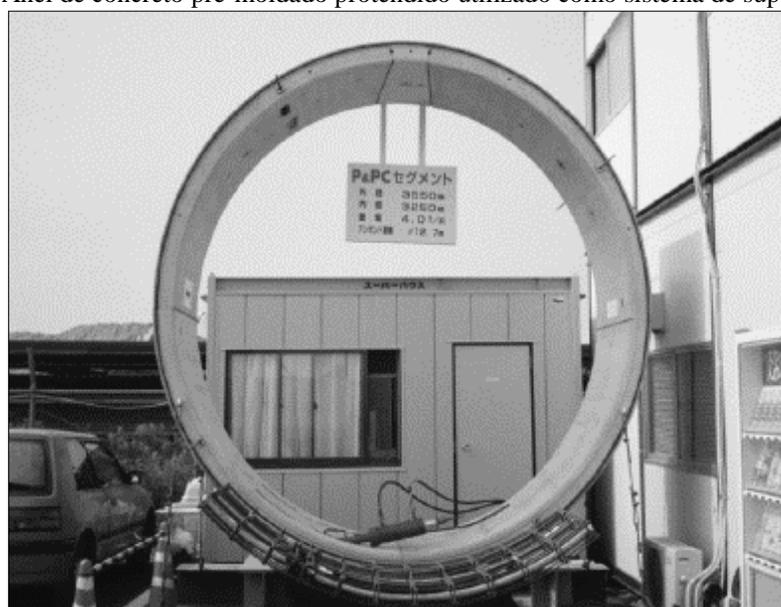
Fonte: PLIZZARI e TIBERTI, 2007.

A escolha do projetista em empregar a armação convencional com barras do aço ou com fibras está bastante relacionado com as características geométricas do túnel. Para túneis com diâmetros internos maiores, os segmentos de concreto são submetidos a momentos fletores bastante elevados e, portanto, a total substituição da armação tradicional por fibras resultaria em uma solução bastante dispendiosa, haja vista que uma grande quantidade de fibras seria demandada para haver uma resposta estrutural análoga àquela das barras de aço. Desse modo, soluções em que se tem uma combinação entre barras de aço numa quantidade mínima capaz de conferir ao segmento capacidade de resistir aos estados limites últimos e uma quantidade de fibras que conferem ductilidade a fim de que o fraturamento ocorra de acordo com ao estados limites de serviço são alternativas interessantes (LIAO *et al.*, 2015).

Já em túneis com diâmetros internos menores, o segmento em seu estágio de serviço está submetido predominantemente a esforços normais de compressão, geralmente a área de aço mínima prescrita pelas normas já é suficiente para conferir comportamento dúctil à estrutura e restringir a ocorrência de rupturas frágeis. Desse modo, dos pontos de vista técnico e econômico, a total substituição da armação convencional pelas fibras em túneis de diâmetros internos menores pode apresentar-se como uma alternativa viável (LIAO *et al.*, 2015).

Os anéis de concreto pré-moldado podem ser tanto de concreto armado como de concreto protendido. Nos pré-moldados protendidos o anel é submetido às tensões radial e longitudinal, resultando em uma estrutura que não necessita de juntas e demanda um volume de aço menor apresentando um mesmo desempenho frente aos esforços de flexão, o que acaba por diminuir os custos de produção dos anéis. A utilização dos anéis protendidos, como o da Figura 5. 5 podem ter grande valia em túneis de grandes diâmetros, uma vez que as deformações devido ao peso do maciço circundante sobre a cavidade são restringidas pela protensão (NISHIKAWA, 2003).

Figura 5. 5 – Anel de concreto pré-moldado protendido utilizado como sistema de suporte de túneis.



Fonte: NISHIKAWA, 2003.

A transferência de tensões do suporte para o maciço influencia o estado de tensão da estrutura e, conseqüentemente, o seu comportamento e a sua resposta. Ainda, a resposta estrutural do suporte feito a partir de segmentos de concreto pré-moldado é a capacidade que um anel tem de redistribuir as tensões para os anéis adjacentes. Ou seja, uma elevada redistribuição das tensões faz com que o sistema de suporte se comporte como uma estrutura contínua, enquanto uma redistribuição ineficiente mostra que os anéis estão resistindo individualmente, o que promove uma baixa capacidade de resistir a carregamento pontuais. Desse modo, a redistribuição de tensões longitudinal, ou seja, entre os anéis de concreto, é baseado na transferência de tensões de cisalhamento entre os anéis, a qual depende do tipo de junta utilizada, da rigidez do anel e do processo construtivo (MOLINS e ARNAU, 2011).

5.1.2. Segmentos Pré-Moldados de Concreto Armado com Fibras de Aço

Os segmentos de concreto armado com fibras de aço (CRFA) apresentam fibras com distribuição espacial aleatória e orientação em todas as direções, não havendo preferência por determinada direção. Ainda, as fibras conferem ao concreto grande ductilidade e melhoram de forma considerável o comportamento do concreto após o aparecimento de fissuras, tornando-o mais robusto que o concreto com armadura convencional principalmente no que tange à escamação dos cantos e bordas devido aos processos de manufatura e condições decorrentes da instalação. A melhoria no comportamento do concreto nas extremidades do segmento deve-se ao fato de as fibras serem distribuídas em todo o volume de concreto e reforçar estruturalmente estes pontos que nos segmentos reforçados com armadura convencional corresponde à camada de cobertura do concreto e que, portanto, não apresentam aço (DAUB, 2013).

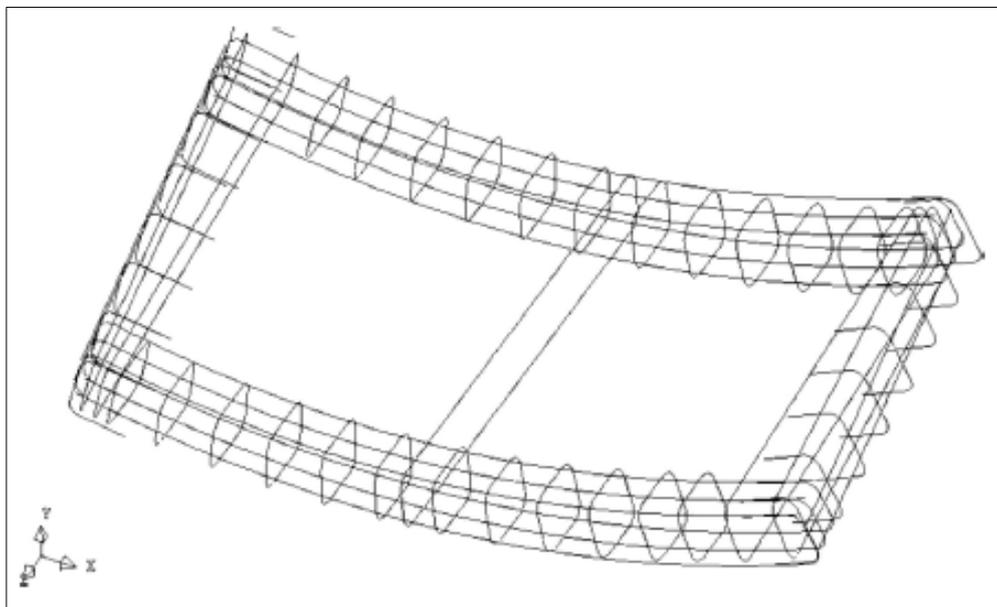
As fibras de aço têm uma propriedade denominada esbeltez, sendo esta a relação entre o comprimento da fibra e o seu diâmetro. Quanto maior for esta relação, maior será a quantidade de fibras individuais distribuídas no concreto para uma mesma quantidade de fibra, avolumando a eficiência das fibras no comportamento do concreto após o aparecimento das fissuras. Contudo, é imprescindível utilizar nos segmentos fibras com esbeltez entre 50 e 80 a fim de evitar a ocorrência e segregação do concreto (DAUB, 2013).

Algumas condições de carregamento a que os segmentos são submetidos desde a sua manufatura até o estágio final de serviço, tais como a aplicação de torque pelos macacos da TBM durante a instalação dos segmentos ou por fenômenos devido ao formato de trompote, acabam por gerar solicitações no interior da estrutura responsáveis por ocasionar fissuras nos segmentos, sendo imprescindível proceder com a mitigação dessas fissuras uma vez que ocasionam perda de qualidade, infiltrações e altos custos de manutenção. O emprego de uma combinação entre armadura convencional e fibras de aço em regiões específicas do segmento é uma alternativa para evitar a ocorrência destas fissuras (TIBERTI *et al.*, 2008).

Esta combinação trata-se de uma armadura otimizada a partir da colocação de barras de aço nas partes mais externas do segmento e fibras de aço de forma dispersa de modo que as barras terão o intuito de reforçar a estrutura em caso de esforços concentrados e as fibras estruturais para

esforços difusos (TIBERTI *et al.*, 2008). Uma proposta de armaduras longitudinal e transversal otimizadas para os segmentos pré-moldados pode ser visualizada na Figura 5. 6.

Figura 5. 6 – Conformação otimizada dos da armadura dos segmentos de concreto a partir da combinação de barras de aço e fibras estruturais.



Fonte: TIBERTI *et al.*, 2008

Conjuntamente, a colocação de fibras de aço promovem uma redução na quantidade de estribos requeridos para conferir resistência a esforços de cisalhamento e resistência a tensões que estão presentes sobre os macacos quando da aplicação do torque. E, haja vista que as forças de cisalhamento no estágio final (condição de carregamento da estrutura durante o acamamento do solo) são pequenas, a armação transversal mínima requerida de acordo com as normativas pode ser substituída pelas fibras estruturais (TIBERTI *et al.*, 2008).

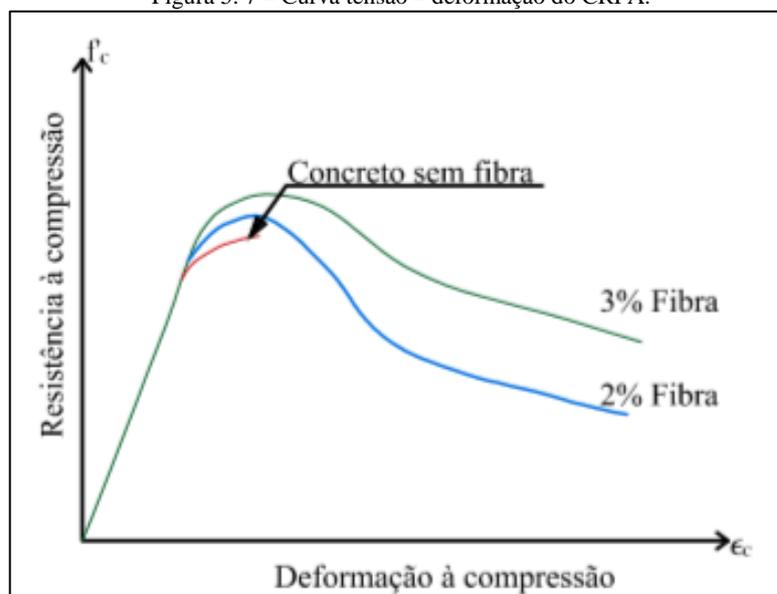
Entretanto, a fim de saber se a utilização CRFA é adequada para um determinado projeto faz-se necessário o entendimento acerca do comportamento mecânico global do material e das limitações quando comparado com o concreto armado utilizando armadura convencional. Portanto, é importante analisar a resistência e a classe de durabilidade da matriz de concreto, o tipo, a quantidade e as propriedades das fibras e, finalmente, as propriedades da interface matriz de concreto-fibra estrutural, como a tensão residual após o fraturamento do material (ITA, 2016).

De acordo com a normativa ACI 544.1R, tem-se que as propriedades mecânicas do CRFA poder estar diretamente relacionadas com as propriedades das fibras, como porcentagem de volume

das fibras, resistência e módulo de elasticidade; propriedades do concreto, à exemplo resistência, porcentagem de volume e módulo de elasticidade); e, finalmente, as propriedades de aderência entre as fibras com a matriz do cimento (PALOMO, 2018).

Tendo em vista os trabalhos de PALOMO (2018), a adição das fibras estruturais não melhora de forma significativa a resistência à compressão do CRFA quando comparada com o mesmo parâmetro do concreto puro, estando sua influência mais fortemente relacionada com os ganhas de ductilidade do concreto após ocorrência de fissuração do material. Na Figura 5. 7 está apresentado o esquema do comportamento do CRFA quando submetido a carregamentos de compressão.

Figura 5. 7 – Curva tensão – deformação do CRFA.



Fonte: PALOMO, 2018.

Enquanto a resistência à tração do concreto puro tende à zero quando da ocorrência de fraturamento, apresentando comportamento quase quebradiço, no CRFA as fibras estruturais conferem ao material de resistência à tração após o fraturamento devido à capacidade que tais fibras têm de transmitir tensões de tração entre as fissuras. Desse modo, o comportamento do concreto pós fraturamento quando submetido à tração pode ser melhorado pelas fibras de aço a depender das características mecânicas e geométricas das mesmas (AMIN *et al.*, 2013). Na Figura 5. 8 é possível observar as melhorias na resistência à tração do CRFA quando comparado ao concreto utilizando armadura convencional .

Figura 5. 8 – Resistência à tração do CRFA.



Fonte: PALOMO, 2018.

6. Normativas Internacionais para Dimensionamento de Segmentos de Concreto Pré-Moldado

No decorrer dos anos e com a realização de diversos projetos de túneis sob as mais diversas condições foram sendo desenvolvidas normativas para o dimensionamento de segmentos de concreto pré-moldado para serem utilizados como sistema de suporte de túneis a fim de tornar os processos de dimensionamento e construtivo mais eficazes e seguros. A seguir serão mostradas diretrizes apresentadas em duas normativas internacionais acerca do dimensionamento de tais segmentos.

6.1. Associação Francesa de Túneis e Espaços Subterrâneos (AFTES)

Em 1997 a Associação Francesa de Túneis e Espaços Subterrâneos (AFTES) desenvolveu um guia com recomendações acerca do dimensionamento e da construção de sistemas de suporte de concreto pré-moldado em túneis escavados por TBM direcionado às empresas, engenheiros e consultores a fim de que não somente erros construtivos do passado sejam repetidos, mas difusão do conhecimento acerca do assunto.

6.1.1. Dados Necessários para o Dimensionamento do Sistema de Suporte

A concepção do projeto do sistema de suporte deve ser baseada em todas as especificações e objetivos da estrutura, tais como:

- Funcionalidade (rodovia, ferrovia, transporte de *commodities*, transporte de água, ar ou óleo; transporte de dados e de energia, armazenamento, entre outros);
- Vida útil;
- Restrições operacionais, tais como:
 - Critérios geométricos (rota, tolerâncias construtivas, entre outros);
 - Tipo e posição de todas as instalações permanentes da estrutura (lajes invertidas, elementos de ligação, sistemas de suporte para pavimentos intermediários, dutos de ventilação, entre outros);
 - Critérios de rigidez de serviço compatíveis com o fluxo de ar e a percolação de água previstos em projeto (possibilidade de combinação entre segmentos de concreto pré-moldado e concreto moldado *in loco*);

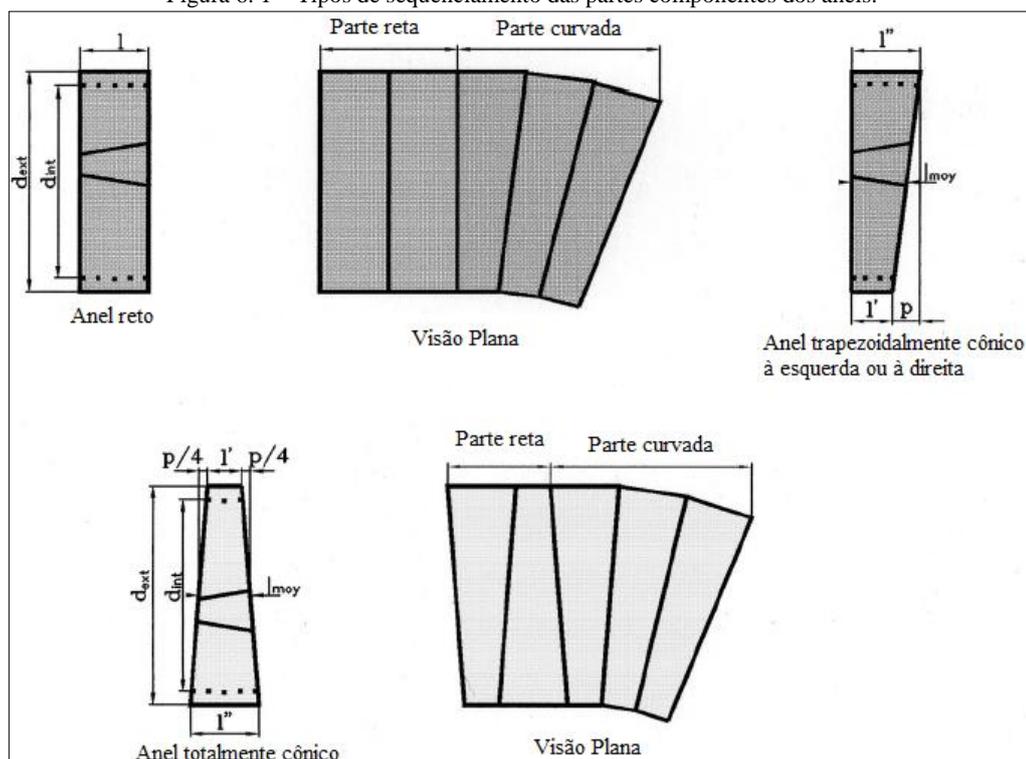
- Critérios de permeabilidade (Taxa de infiltração aceitável tanto do ambiente externo para o interior do túnel como de dentro para fora no caso de túneis utilizados para transporte de água);
- Critérios de resistência ao fogo;
- Possível necessidade de reforço com elementos de aço.
- Condições *in situ*, tais como:
 - Geologia e hidrogeologia;
 - Grau de agressividade do maciço circundante;
 - Urbanização (limitações de recalques);
 - Presença de outras estruturas subterrâneas;
 - Sismicidade.
- Critérios de dimensionamento estrutural:
 - Normas, regulamentos e recomendações a serem seguidas;
 - Ações e combinações de ações a serem consideradas agindo sobre a estrutura.

6.1.2. Aspectos Gerais do Dimensionamento do Sistema de Suporte

O sistema de suporte de concreto pré-moldado instalado pelas TBM normalmente são compostos por uma sequência de anéis posicionados lado a lado, sendo estes anéis constituídos por segmentos. Transversalmente os anéis podem ser formados por a) faces paralelas planas, no caso dos anéis retos; ou por b) faces planas não paralelas entre si, como nos anéis cônicos. Os tipos de seção transversal dos anéis podem ser visualizados na Figura 6. 1.

A depender do tipo de arranjo utilizado para formar os anéis, a geometria final permite que o sistema de suporte seja mais flexível para se adaptar às curvaturas tanto horizontal como vertical do alinhamento do túnel ou para corrigir eventuais desvios acidentais gerados pela TBM em operação.

Figura 6. 1 – Tipos de sequenciamento das partes componentes dos anéis.



Fonte: AFTES, 2005.

O comprimento dos anéis de concreto pré-moldado está relacionado com critérios operacionais (dimensionamento do sistema de suporte, diâmetro do túnel e limitações no comprimento do material de vedação das juntas e riscos de defeitos na estanqueidade do túnel) e critérios construtivos (otimização da condução e dos ciclos de instalação dos anéis, além de tamanho e peso dos anéis). Apesar de variar de acordo com cada projeto e suas especificidades, o comprimento dos anéis varia entre 0,60 m e 2,00 m.

Os anéis podem ter geometria sólida ou apresentar nervuras, sendo o critério de escolha da geometria relacionado com o tipo de montagem dos anéis. Os anéis sólidos, Figura 6. 2 à esquerda, são os mais comumente utilizados nos projetos de túneis da atualidade e tem quase a totalidade da sua espessura contribuindo para conferir rigidez à parede do túnel. Já os anéis nervurados, Figura 6. 2 à direita, foram amplamente empregados em projetos do passado, entretanto estão apresentando um processo gradativo de desuso para estruturas de túneis haja vista a necessidade de escavação de diâmetros maiores quando comparado ao diâmetro escavado demandado por anéis formados por segmentos sólidos, mesmo com área de seção transversal e inércia análogas.

Figura 6. 2 – Geometria dos anéis de concreto pré-moldado utilizados em túneis: segmento sólido à esquerda e segmento nervurado à direita.



Fonte: AFTES, 2005.

A durabilidade do segmento de concreto utilizado como sistema de suporte é função da finalidade do túnel e pode ser relacionado, entre outros, com os critérios abaixo:

- Compacidade do traço do concreto;
- Proporções do traço do concreto (agregados finos e graúdos, cimento, aditivos e água);
- Análises físico-químicas dos elementos constituintes dos materiais (equilíbrio alcalino ativo, permeabilidade, possíveis agentes agressivos provenientes do meio);
- Temperatura;
- Hidrocarbonetos;
- Agentes químicos agressivos presentes no maciço circundante, na água percolante e nos fluidos que podem ser transportados no túnel;
- Microrganismos;
- Sais e sulfatos;
- Condensação;
- Congelamento;
- Fogo.

6.2. Comitê Alemão de Túneis (DAUB, ITA-AITES)

O Comitê Alemão de Túneis, no ano de 2013, publicou um documento com recomendações acerca do dimensionamento, da produção e da instalação de segmentos de concreto pré-moldado a fim de fornecer uma base para o projeto e o cálculo destes segmentos respeitando critérios de servicibilidade da estrutura e parâmetros de qualidade na construção.

O sistema de suporte de túneis deve obedecer exigências tanto na fase de construção como na estrutura final atingida, como:

- Estabilização do maciço circundante a fim de evitar a ocorrência de colapso do maciço;
- Suportar os efeitos decorrentes do peso livre do maciço circundante após as operações de tunelamento, carregamentos e água percolante;
- Sistema de montagem para equipamentos que configurarão como partes constituintes dos túneis, como ventilação, iluminação e drenagem;
- Absorção de forças provenientes da tuneladora durante as operações.

6.2.1. Aspectos Gerais do Dimensionamento do Sistema de Suporte

Para a determinação da espessura dos segmentos é necessário considerar fatores estáticos e estruturais, estando os valores usuais entre 15 cm e 75 cm, podendo variar entre 75 cm e 2,5 m a depender do diâmetro interno do túnel.

Quando da ocorrência de curvas no alinhamento do túnel é recomendado o emprego de anéis trapezoidalmente cônicos, cujo esquema pode ser visualizado na Equação 6. 1, sendo sua conicidade descrita pela formulação 6. 1. Ainda, haja vista que não é possível garantir que não existam curvaturas acidentais causadas pelo tunelamento no alinhamento da estrutura, é interessante empregar anéis trapezoidalmente cônicos também em túneis de alinhamento retilíneo.

$$k = \frac{\Phi_A * b_m}{R}$$

6. 1

As questões construtivas acerca do concreto dos segmentos baseiam-se na camada de concreto, espaçamento entre as barras de aço (considerando armadura convencional) e área mínima de aço. Desse modo, tais diretrizes são descritas abaixo.

- Para as superfícies dos segmentos, a camada mínima de concreto deve ser de 40 mm, enquanto nas faces extremas e áreas mais locais, como os pontos onde os parafusos serão alocados, a camada mínima de concreto reduz-se a 20 mm.

A tolerância da camada mínima de concreto dependerá das condições de produção e do controle de qualidade. Entretanto, as recomendações alemãs julgam prudente considerar uma tolerância de 5 mm na espessura desta camada de concreto.

Finalmente, aumentos na camada de concreto podem ser necessários em consequência da durabilidade do concreto devido às classes de exposição do material a agentes agressivos, como descrito na Tabela 6. 1, retirada da normativa ABNT NBR 6118:2003. Entretanto, o aumento do volume de concreto resulta em desvantagens estruturais e deve ser cuidadosamente ponderado pelo projetista.

Tabela 6. 1 – Classes de Agressividade Ambiental propostas pela normativa brasileira.

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação Geral do Tipo de Ambiente para Efeito de Projeto	Risco de Deterioração da Estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequena
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: ABNT NBR 6118, 2003.

- O espaçamento entre as barras de aço costuma ser de valores entre 100 mm e 150 mm podendo ser maior apesar de ocasionar efeitos negativos nos cálculos de largura das fissuras.

- A área mínima de aço é de pelo menos 15% para ambos os eixos do plano bidimensional em todas as superfícies para túneis utilizados com rodovias. A taxa de aço para túneis a serem utilizados para outras finalidades não foi contemplada nestas recomendações.

7. Dimensionamento de Túneis

7.1. Métodos de Dimensionamento de Túneis

Ao longo dos anos foram desenvolvidos diferentes métodos de dimensionamento de túneis, havendo métodos empíricos, analíticos e numéricos tanto para meios contínuos como para meios descontínuos. Os métodos existentes para meios contínuos e descontínuos podem ser visualizados na Tabela 7. 1 e na Tabela 7. 2, respectivamente. Nos tópicos seguintes serão apresentadas metodologias de dimensionamento de túneis apresentadas pela Sociedade Britânica de Túneis (*The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers*, 2004).

Tabela 7. 1 – Métodos de dimensionamento para meios contínuos (Solos moles e rocha maciça).

Método	Fonte/Exemplo	Modelos de comportamento dos materiais	2D ou 3D	Efeitos do tempo	Efeitos da água	Formato do túnel	Túnel minado/TBM
Métodos Empíricos							
ADECO-RS	Lunardi, 1997	Baseado em CCM e análises numéricas	2D	Nenhum	-	-	Túnel minado
Métodos Analíticos							
CCM	Muir Wood, 1975 Curtis, 1976 Einstein e Schwartz, 1979 Duddeck e Erdman, 1985	Elástico, plástico, fluido	2D	Fluência do solo	Alguns	Circular	Ambos
CCM	Panet e Guenet, 1982	Elástico, plástico, fluido	2D simétrico	Fluência do solo, tempo de instalação do suporte	Não	Circular	Ambos
Viga e Mola	ITA, 1998	Elástico	2D	Nenhum	Não	Qualquer formato	Ambos
Análises de estabilidade	Mair e Taylor, 1993	Plástico	2D/3D	Nenhum	Não	Circular	Ambos
Métodos Numéricos							
FE	ABAQUS	Todos	2D/3D	Todos	Sim	Qualquer formato	Ambos
FD	FLAC	Todos	2D/3D	Todos	Sim	Qualquer formato	Ambos
FE/BE ou FD/BE	PHASES e Hoek <i>et al.</i> , 1998	Todos, mas para BE apenas elástico	2D/3D	Todos	Sim	Qualquer formato	Ambos

Fonte: *The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers*, 2004.

Tabela 7. 2 – Métodos de dimensionamento para meios contínuos (Solos moles e rocha maciça).

Método	Fonte/Exemplo	Modelos de comportamento dos materiais	2D ou 3D	Orientação das juntas	Efeitos do tempo	Formato do túnel	Túnel minado/TBM
Métodos Empíricos							
RMR	Bieniawski, 1984	-	-	Sim	Nenhum	Qualquer formato	Túnel minado
Sistema-Q	Barton <i>et al.</i> , 1974	-	-	Não	Nenhum	Qualquer formato	Túnel minado
RMI	Palmstrom, 1996	-	-	Sim	Nenhum	Qualquer formato	Túnel minado
Métodos Analíticos							
Análises de estabilidade	Barrett e McCreath, 1995	Plástico	2D	Alguns	Nenhum	N/A	Túnel minado
Métodos Numéricos							
DE	UDEC/3DEC	Todos	2D/3D	Sim	Fluência	Qualquer formato	Ambos
BE	-	Elástico	2D/3D	Sim	Nenhum	Qualquer formato	Ambos

Fonte: *The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers*, 2004.

7.1.1. Métodos Empíricos

Os métodos empíricos baseiam-se em avaliações de projetos realizados anteriormente e que apresenta histórico de sucessos em túneis escavados em maciços rochosos. Desse modo, a partir de uma visão mais idealista com relação a estes métodos, as recomendações acerca do suporte foram ajustadas de acordo com dados realistas para uma grande gama de condições de tunelamento e de tamanhos de túneis.

Os métodos empíricos de dimensionamento mais amplamente difundidos são o RMR (BIENIAWSKY, 1994) e o Sistema Q (BARTON *et al.*, 1974), os quais realizam uma combinação de parâmetros relativos ao maciço rochoso, como a resistência da rocha, a qualidade do material ratificada a partir dos valores de RQD (BARTON, 1999), presença de juntas, número de famílias, frequência, espaçamento e condição, além das condições do água percolante no maciço, a fim de promover a classificação do material que sofrerá as operações de tunelamento e servirá, posteriormente, juntamente com o sistema de suporte instalado, como suporte da estrutura do túnel.

Estes métodos geralmente são simples, céleres e bastante econômicos, além de apresentarem boa empregabilidade em estudos de viabilidade quando da fase de concepção do projeto haja vista que baseiam-se na experimentação. Ainda, dada a complexidade para que se realize

investigações geotécnicas e modelagem do comportamento do maciço rochoso, fazer o reconhecimento das propriedades do mesmo e especificar as classes de suporte do material na fase de detalhamento do dimensionamento fornecem uma base de dados bastante útil e imprescindível para o bom gerenciamento dos níveis de suporte que serão requisitados no decorrer do processo construtivo.

Apesar dos prós apresentados por estes métodos e de normalmente resultarem em obras bem sucedidas, faz-se necessário considerar as desvantagens inerentes ao emprego destes métodos, sendo estas:

- Extrapolação da utilização dos métodos em situações divergentes daquelas determinadas na fase de concepção, o que poderia acarretar em recomendações de suporte incoerentes com o comportamento previsto para o maciço;
- O fator de segurança durante o dimensionamento é indeterminado;
- Não se sabe o tempo de instalação do suporte;
- Os efeitos que ocorrem em estruturas lindeiras não são contemplados.

7.1.2. Métodos Analíticos

Os fatores determinantes para o aparecimento de tensões e de deformações nos sistemas de suporte de túneis são as deformações do solo na frente de escavação, a dissipação de energia potencial que ocorre entre o final do tunelamento e a instalação do sistema de suporte; e a interação existente entre o maciço circundante e a estrutura. Existem soluções analíticas que conseguem modelar as condições citadas, entretanto não são capazes de modelar a total complexidade inerente à construção de um túnel, haja vista que são concepções bidimensionais que consideram o maciço circundante como um meio contínuo e homogêneo e que a estrutura do túnel tem geometria circular.

A seguir serão explicitados alguns métodos analíticos existentes, tais como:

- Modelos Analíticos Contínuos;
- Método da Convergência-Confinamento (MCC);
- Métodos de Equilíbrio-Limite;
- Modelos de Viga e Mola.

7.1.2.1. Modelos Analíticos Contínuos

Modelos baseados na escavação e na instalação do sistema de suporte em um orifício contido em meio contínuo sob a ação de tensões, sendo que é comum que estes modelos retornem resultados bastante similares aos previstos para os esforços normais quando da inserção dos parâmetros de entrada, porém podem divergir de forma significativa no que tange aos resultados obtidos para os momentos fletores.

Estes métodos analíticos assumem plano submetido à tensão, meio isotrópico, homogêneo e elástico e sistema de suporte elástico para um túnel circular. Ainda, tem-se a consideração de que o sistema de suporte é instalado imediatamente após a escavação do túnel, o que tende a superestimar os carregamentos e, portanto, requer dos projetistas julgamento a respeito da decisão de qual proporção das tensões *in situ* originalmente existentes no meio deve ser aplicada aos sistemas de suporte.

Finalmente, as vantagens da utilização destes métodos residem no fato de serem simples e de fácil e rápida utilização, sendo fornecidos dados como esforços normais, momentos fletores e deformações.

7.1.2.2. Método da Convergência-Confinamento (MCC)

Métodos capazes de prognosticar as deformações do maciço rochoso para uma extensa gama de condições no maciço e de parâmetros do suporte do túnel. Atualmente, este método inclui em sua análise efeitos da plasticidade dos materiais de acordo com os critérios de escoamento de Mohr-Coulomb ou de Hoek-Brown, fluência do maciço rochoso, efeitos da gravidade, tempo de instalação do sistema de suporte a partir do parâmetro de atraso geométrico, tipo de sistema de suporte (concreto projetado, concreto pré-moldado, cambotas de aço e tirantes) e se o túnel é escavado de forma convencional (escavação sequencial) ou escavado por tuneladoras de face plena.

7.1.2.3. Métodos de Equilíbrio-Limite

Estes métodos são utilizados para o dimensionamento de sistemas de suporte em rochas, sendo que os requerimentos do suporte para cunhas individuais podem ser calculados sem a implementação de programas computacionais ou com programas como o UNWEDGE para se ter uma apresentação gráfica da geometria das cunhas rochosas e avaliação da distribuição de suporte no alinhamento do túnel.

7.1.2.4. Modelos de Viga e Mola

Modelos que fazem simulações tendo o sistema de suporte do túnel como um feixe fixo ao maciço circundante, o qual é representado por molas radiais e tangenciais ou fatores de interações linear-elásticos a fim de permitir que ocorram interações entre a estrutura do suporte e o maciço circundante.

É possível que haja a ocorrência de disparidades entre os resultados encontrados por estes modelos e aqueles encontrados quando do emprego de modelos analíticos contínuos, haja vista que tendem a subestimar os efeitos positivos provenientes da interação entre o maciço circundante e a estrutura e não consideram os esforços de cisalhamento no maciço. Ainda, tem-se como desvantagem da utilização destes modelos o fato de haver pouca informação a respeito dos movimentos do maciço decorrentes das operações de tunelamento e de os modelos bidimensionais virem substituindo tais modelagens ao longo dos anos.

7.1.3. Métodos Numéricos

Os métodos numéricos, tais como o Método dos Elementos Finitos (MEF) e Método das Diferenças Finitas (MDF) têm a capacidade de gerar modelagens de estruturas bastante complexas, tais como aquelas que apresentam estruturas adjacentes, estratos geologicamente diferentes, comportamentos constitutivos complexos, transientes de carregamentos e carregamentos dinâmicos; e sequências construtivas.

As análises por métodos numéricos podem ser realizadas tanto a partir de programas de modelagem bidimensional como tridimensional, sendo que a escolha do programa deve ser baseada na possibilidade de modelagem do maciço como meio contínuo, na relevância e influência das descontinuidades, tais como falhas, superfícies de acomodação de materiais, juntas e zonas de cisalhamento; e na avaliação de iminência de movimento de blocos e cunhas.

O processo de concepção dos modelos tanto utilizando os Métodos de Elementos Finitos como de Diferenças Finitas é o mesmo e tem resultados similares, sendo que o objeto de análise é representado por uma malha constituída de diversas zonas obtida em processos de discretização do meio. As propriedades do material, o seu comportamento, as condições de contorno e os carregamentos são atribuídos ao modelo e então o problema é resolvido.

Para a utilização dos elementos finitos é construída uma matriz de rigidez para toda a malha a fim de determinar os deslocamentos que ocorrem em resposta às tensões a que o meio é submetido. A matriz é então resolvida a partir de técnicas padrões de redução de matrizes, denominadas técnicas de soluções implícitas. Já para o emprego das diferenças finitas a solução vem a partir da técnica denominada “relaxação dinâmica”, ou seja, expressa-se a Lei do Movimento de Newton em equações diferenciais a fim de relacionar as forças em desequilíbrio em cada ponto de integração da malha com a aceleração da massa associada ao ponto. Deste modo, para espaços de tempo infinitesimais é possível calcular o deslocamento incremental que, por sua vez, é utilizado para calcular novas forças em desequilíbrio. Procedese com este cálculo de forma iterativa para a integração de cada ponto da malha até que tal valor convirja, ou seja, até que as forças entrem em equilíbrio.

7.2. Procedimentos de Cálculo para o Dimensionamento Estrutural

Em *Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining*, do Grupo de Trabalho N^o 2 do ITA (2000), foi desenvolvido um processo para dimensionamento de segmentos de concreto pré-moldado, sendo este explicitado abaixo.

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;

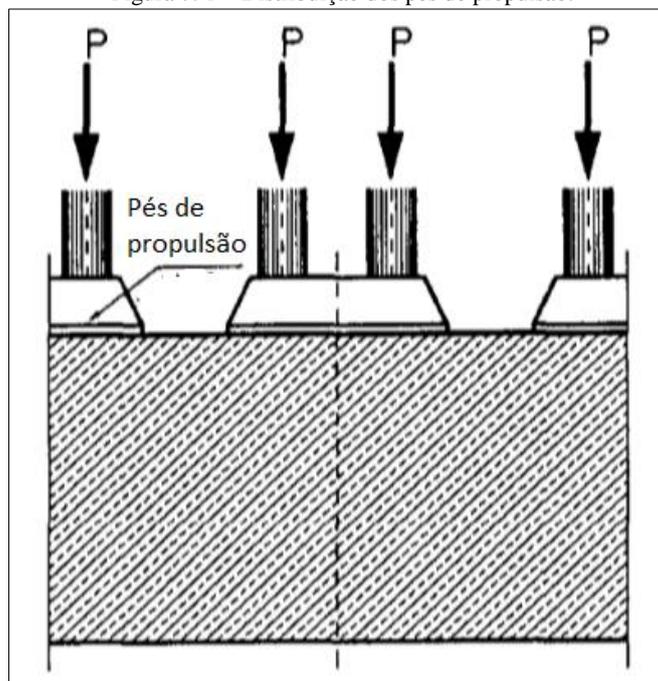
Passo 4: Determinação dos dados mecânicos da TBM, como pressão total advinda da aplicação do torque pelos macacos, número de macacos, número de pés, geometria dos pés, pressão advinda da aplicação de *grout* e espaço para instalação;

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:

- Carregamentos geostáticos: Análise dos efeitos do carregamento tanto nos segmentos componentes do sistema de suporte como no maciço circundante;
- Carregamentos provenientes dos macacos da TBM: Análise dos efeitos do carregamento distribuídos nos segmentos pelos pés propulsores dos macacos da TBM, como pode ser visualizado na Figura 7. 1;

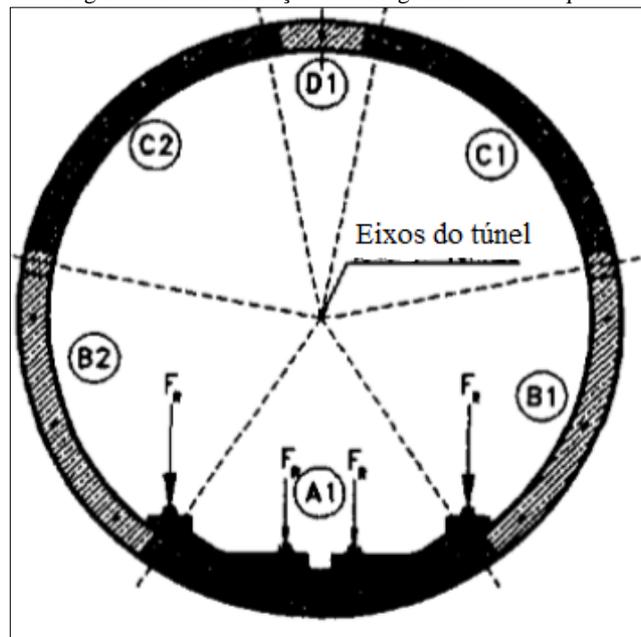
Figura 7. 1 – Distribuição dos pés de propulsão.



Fonte: ITA, 2000.

- Reboque e outras cargas de serviço, incluindo as principais cargas de suporte divididas pela quantidade de rodas, como pode ser visualizado na Figura 7. 2;

Figura 7. 2 – Distribuição de carregamento do reboque.



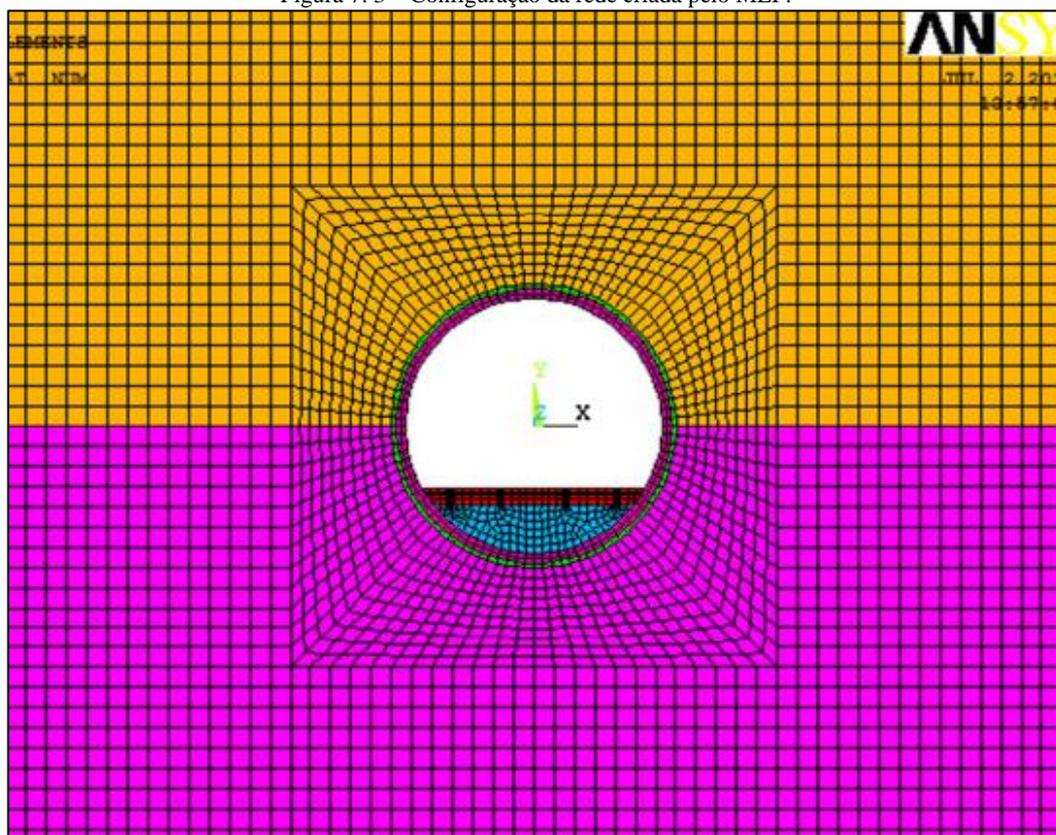
Fonte: ITA, 2000.

- Carregamentos secundários advindos da aplicação de *grout*;
- Peso próprio, carregamentos no armazenamento e carregamentos durante a instalação dos segmentos, havendo influência de momentos fletores.

Passo 7: Dimensionamento do modelo: Simulação das condições tridimensionais por modelagem computacional a partir de condições bidimensionais, podendo esta ser realizada de duas formas já explicitadas anteriormente neste trabalho:

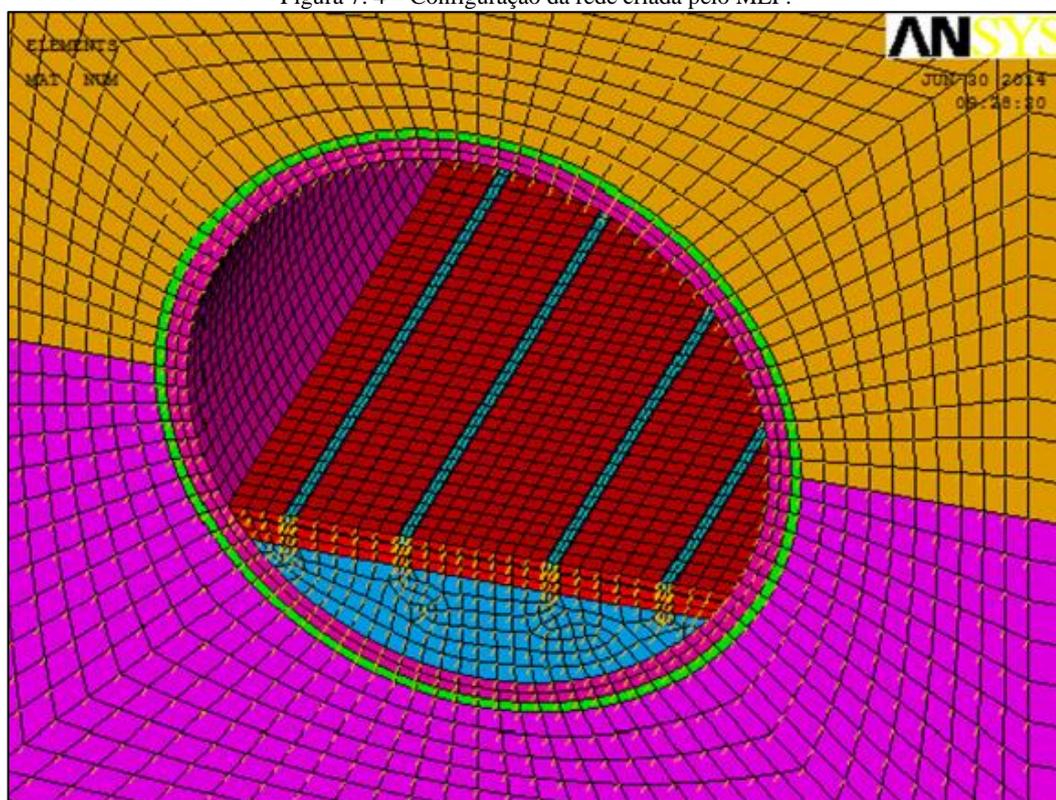
- Modelo analítico a partir de formulações que estejam em consonância com as normativas vigentes em cada país e com superposição de alguns carregamentos de projeto;
- Modelo numérico a partir de programas computacionais que utilizam o Método dos Elementos Finitos com leis constituintes dos materiais 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. A configuração das malhas 2D e 3D criadas pelo MEF podem ser visualizadas na Figura 7. 3 e na Figura 7. 4, respectivamente;

Figura 7.3 – Configuração da rede criada pelo MEF.



Fonte: REAL *et al.*, 2015.

Figura 7.4 – Configuração da rede criada pelo MEF.



Fonte: REAL *et al.*, 2015.

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.

7.2.1. Dimensionamento do Anel

As verificações de segurança dos segmentos de concreto é realizado a partir de envelopes de esforço axial-momento fletor ($N_{Rd} - M_{Rd}$) obtidos por meio de condições de equilíbrio rotacional e translacional, sendo que neste trabalho as tensões de projeto de compressão e de tração são avaliadas de acordo com o proposto no Model Code 2010, como mostrado na Figura 7.4. Assim, a deformação última na compressão ε_{cu} e na tração ε_{fu} é igual a 0,35 e 2%, respectivamente, sendo que a máxima tensão de tração é limitada a um valor cuja largura máxima das fissuras não exceda 2,50 mm. Desse modo, para que esta limitação seja respeitada define-se um comprimento característico para derivar a tensão a partir da largura da fissura, como apresentado na Equação 7. 1, sendo tal comprimento característico considerado de mesmo valor da espessura do segmento (DI CARLO et al., 2016).

Portanto, para uma distribuição linear de deformação ao longo da seção transversal do segmento tem-se uma deformação de tração última expressada na Equação 7. 2. A tensão de compressão de projeto em um período de tempo t pode ser calculado pela Equação 7. 3 e, finalmente, a tensão de tração de projeto em um período de tempo t pode ser calculado pela Equação 7. 4.

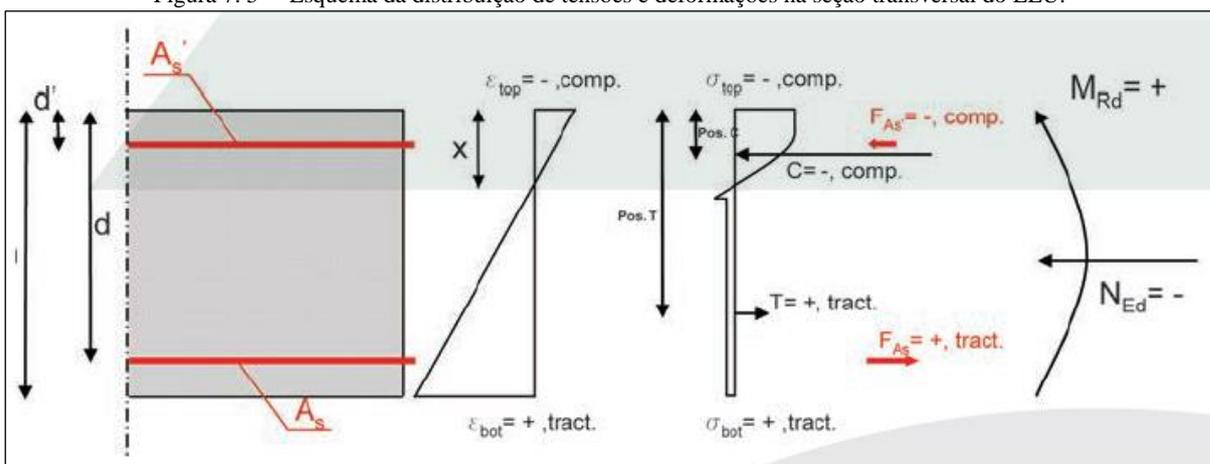
$$\varepsilon = \frac{w}{l_{cs}} \quad 7.1$$

$$\varepsilon_{ELU} = \min \left\{ \varepsilon_{fu}, \frac{2,5}{l_{cs}} \right\} \quad 7.2$$

$$f_{cd}(t) = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}(t)}{\gamma_c} \quad 7.3$$

$$f_{Ftud}(t) = \frac{1}{\gamma_f} * \frac{f_{R3k}(t)}{3} \quad 7.4$$

Figura 7.5 – Esquema da distribuição de tensões e deformações na seção transversal do ELU.



Fonte: AFTES, 2005.

De acordo com Gruebl (GRUEBL, 2012), o dimensionamento dos anéis geralmente é realizado a partir da concepção de um anel duplo acoplado, porém quando da utilização do método de elementos finitos calcula-se apenas um anel. Isto decorre do fato de o acoplamento entre dois anéis não ser possível ou de demandar dos programas computacionais muito tempo para que possa ser processado. Desse modo, a fim de verificar valores extremos, calcula-se um único anel articulado, um único anel rígido e um anel rígido com momento de área reduzido, sendo este momento de área calculado de acordo com a formulação de Muir Wood, apresentada na Equação 7.5 abaixo.

$$I_L = I_S + I_n * \left(\frac{4}{m}\right)^2 \quad 7.5$$

Quando do cálculo e da modelagem do anel é imprescindível simular de maneira apropriada as juntas longitudinais (inseridas no mesmo anel entre segmentos de concreto adjacentes) e as juntas radiais (entre anéis adjacentes). O comportamento das juntas aproxima-se tanto de uma continuidade perfeita do anel como de uma dobradiça perfeita, devendo ser estimada a sua rigidez rotacional (GRUEBL, 2012).

As juntas do anel apresentam-se como parte crítica da estrutura devido à sua influência na resistência global da estrutura a momentos fletores, uma vez que dificilmente as juntas terão resistência a momentos fletores análoga à dos segmentos de concreto. A criticidade deste componente da estrutura reside no fato de ser permitido que as juntas tenham resistência inferior à da rocha e sofram mais deformações. Por isso, ao dimensionar o sistema de suporte calcula-

se um parâmetro determinado taxa de flexibilidade (Equação 7. 6) para expressar a rigidez relativa do maciço circundante e da estrutura do suporte (TEACHAVORASINSKUN e CHUBUPPAKARN, 2010).

$$F = \frac{\frac{E_S}{\nu_S}}{\frac{6E_L I_L}{(1 - \nu_L^2)R_C^3}} \quad 7.6$$

De acordo com a normativa japonesa proposta pela Sociedade Japonesa de Engenharia Civil para o dimensionamento de sistemas de suporte, é recomendado a partir de dados empíricos que o momento fletor a que as juntas são submetidas deve ser de 60 a 80% do momento fletor máximo a que a estrutura do suporte será submetida (TEACHAVORASINSKUN e CHUBUPPAKARN, 2010).

Desse modo, deve-se realizar cálculos para a verificação das juntas longitudinais e circunferenciais a partir da verificação das seções transversais parcialmente carregadas e do dimensionamento da armadura resistente às forças de separação entre segmentos. A partir da Equação 7. 7 e da Equação 7. 8 são calculadas a extensão e a largura da zona carregada, respectivamente, estando o cálculo das tensões nas juntas parcialmente carregadas ilustrado na Figura 7. 6. Os cálculos da tensão de compressão de projeto e da força de compressão agindo na zona parcialmente carregada podem ser realizados a partir da Equação 7. 9 e Equação 7. 10, respectivamente. Finalmente, a área de aço requerida na zonas parcialmente carregadas pode ser calculada a partir da formulação apresentada na Equação 7. 11 (GRUEBL, 2012).

O concreto das juntas parcialmente carregadas pode estar submetido a esforços de compressão até três vezes superiores ao esforço de projeto, sendo tais valores ilustrados na Tabela 7. 3. Por sua vez, as forças de separação entre segmentos com direção radial são calculadas a partir de discretização pelo método dos elementos finitos (GRUEBL, 2012).

Tabela 7. 3 – Classes de resistência do concreto permitidas nas zonas parcialmente carregadas.

Classes de Resistência do Concreto		C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Esforço de compressão	f_{ck} [N/mm ²]	35	40	45	50
Esforço de compressão de projeto	f_{cd} [N/mm ²]	22	25,2	28,3	31,5
Esforço de compressão máximo em zonas parcialmente carregadas	R_d [N/mm ²]	66	76	85	95

Fonte: GRUEBL, 2012.

$$h_1 = h_c - 2 * (e_1 + e_c) \quad 7.7$$

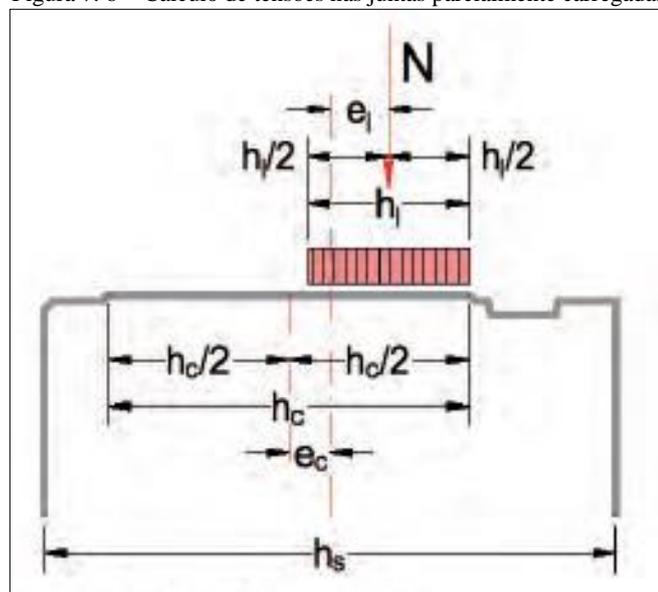
$$b_1 = h_1 - 2 * e \quad 7.8$$

$$\sigma_d = \frac{N}{h_1} \quad 7.9$$

$$F_{Sd} = 0,25 * N_d * \left(1 - \frac{h_1}{h_s}\right) \quad 7.10$$

$$a_s = \frac{F_{Sd}}{F_{yk} * \gamma_s} \text{ [cm}^2\text{/m]} \quad 7.11$$

Figura 7.6 - Cálculo de tensões nas juntas parcialmente carregadas.



Fonte: GRUEBL, 2012.

7.3. Procedimentos de Cálculo para a Verificação Geotécnica

De acordo com a normativa alemã DIN 1054:2005-01 juntamente com o *Eurocode 7*, faz-se necessária a verificação dos estados limites últimos (ELU), em especial o estado limite de ruptura da estrutura ou de elementos estruturais. O procedimento de cálculo para a verificação geotécnica apresentado pela normativas técnicas DIN 1054:2005-01 e *Eurocode 7* será apresentado abaixo.

- Dimensionamento preliminar da estrutura e definição do sistema estático;
- Determinação dos valores característicos $F_{k,i}$ das ações, como peso próprio, pressão do maciço, pressão hidrostática ou carregamento decorrente do tráfego;
- Determinação dos efeitos característicos $E_{k,i}$ das ações (esforços cortantes, forças de suporte, momentos fletores) ou dos esforços (tensões normais, tensões de cisalhamento e

tensões efetivas) em seções críticas e relevantes da estrutura e na interface solo/estrutura, separados de acordo com as respectivas causas;

- Determinação dos valores característicos de resistência $R_{k,i}$ do maciço circundante, como o empuxo passivo, a capacidade resistente por métodos de cálculo, testes de carga ou empiricamente;
- Determinação dos valores de projeto $E_{d,i}$ dos efeitos das ações a partir do produto entre os valores característicos $E_{k,i}$ dos efeitos das ações e os fatores parciais das ações;
- Determinação dos valores de projeto das resistências $R_{d,i}$ do maciço circundante a partir da razão entre os valores característicos de resistência $R_{k,i}$ e os fatores parciais das resistências do maciço circundante, além da determinação das resistências de projeto $R_{d,i}$ dos elementos estruturais (resistência às forças de tração, de compressão e de cisalhamento, momentos fletores ou tensões em consonância com as normativas vigentes);
- Verificação da condição de estado limite (Equação 7. 12) a partir dos valores de projeto $E_{d,i}$ dos efeitos das ações e os valores de projeto das resistências $R_{d,i}$.

$$\sum E_{d,i} \leq \sum R_{d,i}$$

7. 12

7.3.1. Condições de Projeto

7.3.1.1. Combinação de Ações

Para que se proceda com os procedimentos de cálculo apresentados anteriormente, é imprescindível que se faça a combinação das ações agindo sobre a estrutura, ou seja, compilar ações que podem ocorrer na estrutura simultaneamente nos estados limites. De acordo com a normativa DIN 1054:2005-01, as combinações de ações podem ser diferenciadas em:

- Combinação geral CA 1: Ações permanentes e variáveis agindo regularmente na estrutura durante a sua vida útil;
- Combinação rara CA 2: Além das ações consideradas na combinação CA 1, ações de projeto raras ou únicas;
- Combinação acidental CA 3: Além das ações consideradas na combinação CA 1, qualquer ação acidental que possa ocorrer simultaneamente advindas geralmente de situações como acidentes e catástrofes.

7.3.1.2. Classes de Segurança das Resistências

As classes de segurança são função das resistências requeridas das estruturas para que se mantenham seguras e estáveis a partir da duração e da frequência das ações agindo sobre a estrutura. A norma DIN 1054:2005-01 faz distinção entre três classes de segurança de resistências, estando listadas abaixo:

- Classe de Segurança CS 1: Condições de carregamento que ocorrem durante todo o período de vida útil da estrutura;
- Classe de Segurança CS 2: Condições de carregamento durante a construção ou no decorrer de reformas, além de condições de carregamento devido à realização de construções adjacentes à estrutura;
- Classe de Segurança CS 3: Condições de carregamento que ocorrem raramente durante o período de vida útil da estrutura.

7.3.1.3. Casos de Carregamento

Os casos de carregamento para os estados limites últimos decorrem das combinações de ações juntamente com as classes de segurança das resistências. A norma DIN 1054:2005-01 faz distinção entre três casos de carregamento, estando listados abaixo:

- Caso de Carregamento CC 1: Combinação geral CA 1 juntamente com a classe de segurança CS 1;
- Caso de Carregamento CC 2: Combinação rara CA 2 juntamente com a classe de Segurança CS 1 ou combinação geral CA 1 juntamente com a classe de segurança CS 2;
- Caso de Carregamento CC 3: Combinação acidental CA 3 juntamente com a classe de segurança CS 2 ou Combinação rara CA 2 juntamente com a classe de Segurança CS 3.

7.3.1.4. Fatores de Segurança Parciais

Os fatores de segurança parciais para ações e efeitos de ações e para resistências a serem empregados nos cálculos podem ser visualizados na Tabela 7. 4 e na Tabela 7. 5, respectivamente.

Tabela 7. 4 – Fatores de segurança parciais para ações e efeitos das ações.

Ações e efeitos das ações	Símbolo	Caso de Carregamento		
		CC1	CC2	CC3
Estado Limite de Perda de Equilíbrio Estático				
Ações permanentes favoráveis	$\gamma_{G, stb}$	0,90	0,90	0,95
Ações permanentes não favoráveis	$\gamma_{G, dst}$	1,00	1,00	1,00
Forças de fluxo em maciço favorável	γ_H	1,35	1,30	1,20
Forças de fluxo em maciço não favorável	γ_H	1,80	1,60	1,35
Ações variáveis não favoráveis	$\gamma_{Q, dst}$	1,00	1,00	1,00
Estado Limite de Ruptura da Estrutura				
Efeito das ações devido a ações permanentes, geral	γ_G	1,35	1,20	1,00
Efeito das ações devido a ações permanentes advindas do coeficiente de empuxo no repouso	γ_{Eog}	1,20	1,10	1,00
Efeito das ações devido a ações variáveis não favoráveis	γ_Q	1,50	1,30	1,00
Estado Limite de Perda de Equilíbrio Global				
Ações permanentes	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ações variáveis não favoráveis	γ_Q	1,30	1,20	1,00
Estados Limites de Serviço				
$\gamma_G = 1,00$ para ações permanentes e efeitos das ações permanentes				
$\gamma_Q = 1,00$ para ações variáveis e efeitos das ações variáveis				

Fonte: *Deutsches Institut für Normung*, 2005.

Para os cálculos de verificação de segurança contra levantamento de maciço, segurança contra flutuação e verificação de estabilidade global da estrutura, a conversão dos valores característicos das ações em valores de projeto pode ser realizada a partir da Equação 7. 13 utilizando os fatores de segurança apresentados na Tabela 7. 4. Por sua vez, para a verificação de dimensões que são função de parâmetros geotécnicos e parâmetros mecânicos do maciço rochoso circundante e para verificação do dimensionamento estrutural ou de elementos estruturais a partir de esforços estruturais é importante utilizar os valores característicos das ações. Ainda, somente após o estabelecimento das condições de estados limites, os valores característicos dos efeitos serão convertidos em valores de projeto, de acordo com a Equação 7. 14.

$$F_d = \sum F_{k,i} * \gamma_F \quad 7. 13$$

$$E_d = \sum E_{k,i} * \gamma_F \quad 7. 14$$

A fim de promover os cálculos das resistências, a verificação de dimensões que são função de parâmetros geotécnicos e parâmetros mecânicos do maciço rochoso circundante e para

verificação do dimensionamento estrutural ou de elementos estruturais a partir de esforços estruturais, deve-se converter ou os valores característicos de resistência do maciço ou os valores característicos de resistência dos elementos estruturais em valores de projeto a partir da Equação 7. 15 utilizando os fatores de segurança da Tabela 7. 4.

Por fim, para a verificação da estabilidade global é necessário converter os valores característicos de esforço cortante em seus valores de projeto a partir dos fatores de segurança da Tabela 7. 4, como explicitado na Equação 7. 16, na Equação 7. 17 e na Equação 7. 18.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad 7. 15$$

$$\tan \varphi'_d = \tan \frac{\varphi'_k}{\gamma_\varphi} \quad 7. 16$$

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} \quad 7. 17$$

$$c_{u,d} = \frac{c_{c,k}}{\gamma_{cu}} \quad 7. 18$$

Tabela 7. 5 – Fatores de segurança parciais para resistências.

Ações e efeitos das ações	Símbolo	Caso de Carregamento		
		CC1	CC2	CC3
Estado Limite de Ruptura da Estrutura (Geotécnica) e Elementos Estruturais				
Resistências do Maciço Circundante				
Coeficiente de empuxo passivo e capacidade resistente	γ_{Ep}, γ_{Gr}	1,40	1,30	1,20
Resistência ao escorregamento	γ_{Gl}	1,10	1,10	1,10
Estado Limite de Perda de Equilíbrio Global				
Força de cisalhamento				
Ângulo de resistência ao cisalhamento do solo drenado φ' e não drenado φ'_u (fator aplicado a $\tan\varphi'/\varphi'_u$)	$\gamma_\varphi, \gamma_{\varphi u}$	1,25	1,15	1,10
coesão c' do solo drenado e força de cisalhamento c_u do solo não drenado	γ_c, γ_{cu}	1,25	1,15	1,10

Fonte: *Deutsches Institut für Normung*, 2005.

7.4. Determinação dos Carregamentos

O dimensionamento dos segmentos de concreto pré-moldado deve ser realizado de acordo com as normativas existentes para estruturas de concreto armado devendo, entretanto, considerar os carregamentos atuantes sobre a estrutura do segmento durante o seu posicionamento no alinhamento do túnel, carregamentos decorrentes da movimentação da TBM durante as

operações de tunelamento, pressão atmosférica e acomodação do anel articulado, entre outros. As condições de carregamento que ocorrem durante a manufatura, o transporte, a escavação, a construção do sistema de suporte e o estágio final de serviço são descritas abaixo (GRUEBL, 2012).

- Desmolde dos segmentos;
- Armazenamento dos segmentos;
- Transporte dos segmentos;
- Posicionamento do segmento pelo eretor;
- Torques impostos pelos macacos da TBM aos segmentos;
- Introdução de esforços normais ao anel nas juntas longitudinais;
- Comportamento do anel instalado no alinhamento do túnel quando da aplicação do *grout*;
- Comportamento do anel instalado no alinhamento do túnel após acomodação da estrutura no solo;
- Comportamento do anel instalado no alinhamento do túnel quando da ocorrência de incêndios, explosões ou terremotos.

De acordo com o trabalho *Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining*, há carregamentos que devem sempre ser considerados quando do dimensionamento da estrutura do túnel, sendo estes a pressão advinda do maciço circundante, a pressão da água, o peso da camada de material acima da estrutura do túnel, as cargas da superfície e a subpressão.

Ainda, tem-se carregamentos que podem ser considerados a depender do projeto, como os carregamentos que vem do interior da estrutura, os carregamentos durante o estágio de construção e efeitos provenientes de eventos sísmicos. Finalmente, podem ser computados carregamentos adicionais, tais como os efeitos devido à túneis adjacentes, efeitos advindos da consolidação do material do maciço circundante entre outros.

7.4.1. Empuxo

O cálculo do empuxo sobre a estrutura do túnel pode ser calculado a partir da decomposição da pressão em duas componentes, horizontal e vertical. O empuxo vertical na coroa do túnel é normalmente um carregamento uniforme que, em casos de túneis rasos, equivale a pressão de sobrecarga e, em túneis profundos, calcula-se uma pressão reduzida a partir de formulações

como a de Terzaghi, como exemplificado na Equação 7. 19, Equação 7. 20, Equação 7. 21 e na Equação 7. 22. A seção transversal do túnel e o maciço circundante podem ser visualizados na Figura 7. 7.

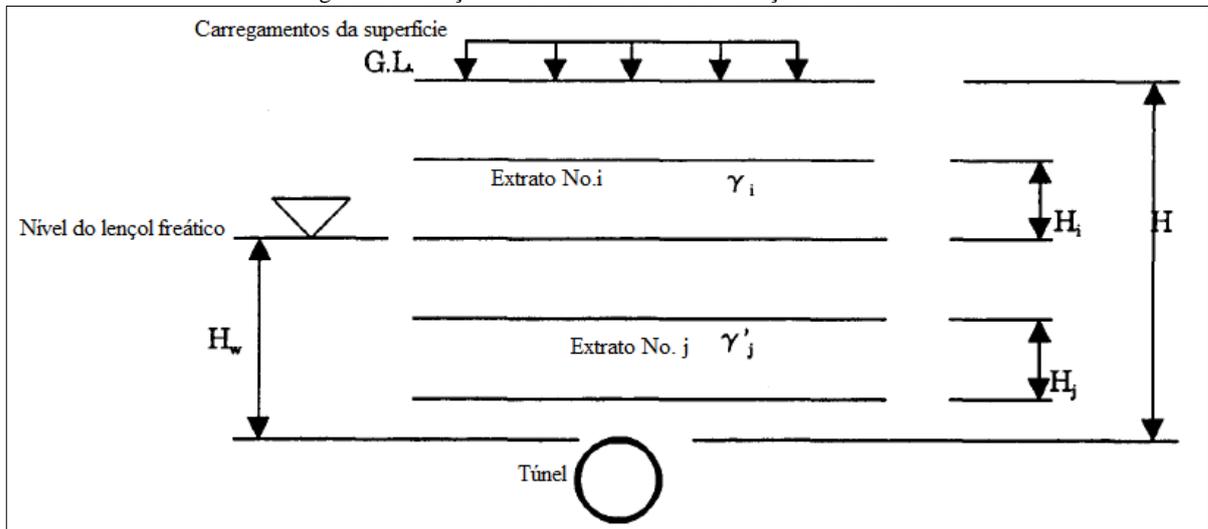
$$P_{e1} = P_0 + \sum \gamma_i H_i + \sum \gamma_j H_j \quad 7. 19$$

$$P_{e1} = \gamma' h_0 \text{ se } h_0 \leq H_w \quad 7. 20$$

$$h_0 = B_1 \left[1 - \frac{C}{B_1} \gamma \right] \frac{\{1 - e^{(-k_0 \tan(\varphi) H/B_1)}\}}{K_0 \tan(\varphi)} + P_0 e^{-K_0 \tan(\varphi) H/B_1} / \gamma \quad 7. 21$$

$$B_1 = R_0 \cot(\pi/8 + \varphi/4) \quad 7. 22$$

Figura 7. 7 – Seção transversal do túnel e o maciço circundante.



Fonte: ITA, 2000.

Já o empuxo horizontal é tomado como um esforço uniformemente variável agindo sobre o centróide do sistema de suporte desde a sua extremidade até o centro, sendo o produto entre o empuxo vertical do maciço e o coeficiente de pressão lateral. O cálculo do empuxo horizontal pode ser realizado a partir da Equação 7. 23, da Equação 7. 24, da Equação 7. 25 ou da Equação 7. 26, a depender da posição do lençol freático. O desenho esquemático das componentes vertical e horizontal do empuxo sobre a estrutura do túnel pode ser visualizado na Figura 7. 8.

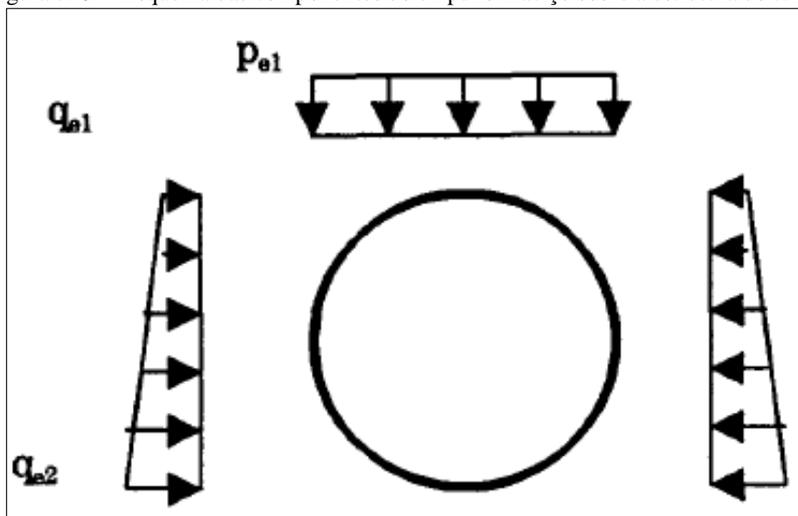
$$q_{e1} = \lambda(p_{e1} + \gamma * t/2) \text{ Se o túnel estiver sobre o lençol freático.} \quad 7. 23$$

$$q_{e1} = \lambda(p_{e1} + \gamma' * t/2) \text{ Se o túnel estiver sob o lençol freático.} \quad 7. 24$$

$$q_{e2} = \lambda\{p_{e1} + \gamma * (2R_0 - t/2)\} \text{ Se o túnel estiver sobre o lençol freático.} \quad 7.25$$

$$q_{e2} = \lambda\{p_{e1} + \gamma' * (2R_0 - t/2)\} \text{ Se o túnel estiver sob o lençol freático.} \quad 7.26$$

Figura 7.8 – Esquema das componentes do empuxo maciço sobre a estrutura do túnel.



Fonte: ITA, 2000.

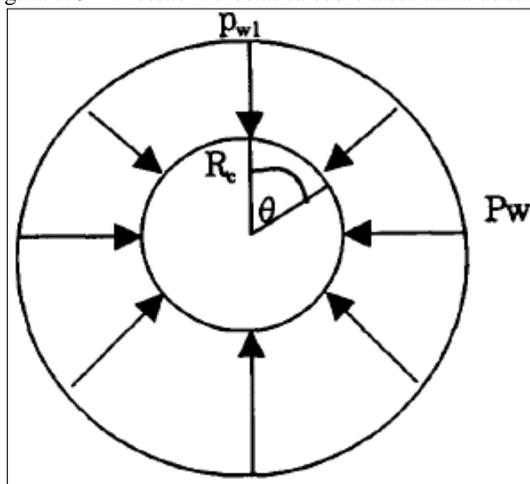
7.4.2. Pressão Hidrostática

O cálculo da pressão hidrostática que age no sistema de suporte do túnel dá-se a partir da Equação 7.27 e da Equação 7.28, sendo a sua resultante sobre a estrutura a flutuação. O esquema da pressão hidrostática pode ser visualizado na Figura 7.9.

$$P_{w1} = \gamma_w H_w \quad 7.27$$

$$P_w = P_{w1} + \gamma_w R_c (1 - \cos \theta) \quad 7.28$$

Figura 7.9 – Pressão hidrostática sobre a estrutura do túnel.



Fonte: ITA, 2000.

7.4.3. Peso do Material Sobre o Túnel

Configura-se como o carregamento vertical agindo sobre o centroide da seção transversal do túnel. As formulações para o cálculo desta carga nos casos de túneis de seção circular e de seção retangular podem ser vistas na Equação 7. 29 e na Equação 7. 30, respectivamente.

$$p_g = \frac{W}{2\pi R_C} \text{ se a seção for circular} \quad 7. 29$$

$$p_g = \gamma_c t \text{ se a seção for retangular} \quad 7. 30$$

7.4.4. Cargas da Superfície

As cargas agindo na superfície acabam por majorar a pressão do maciço sobre a estrutura do sistema de suporte, podendo ser caracterizadas pelos carregamentos advindos do fluxo de tráfego rodoviário, de tráfego ferroviário e o peso de construções lindeiras.

7.4.5. Subpressão

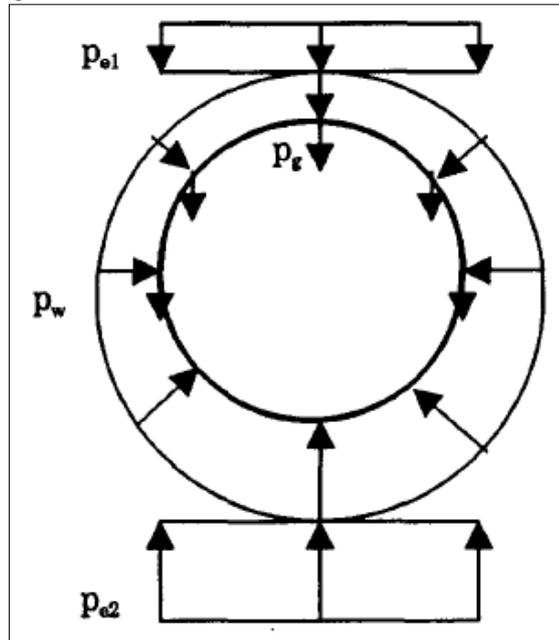
A subpressão é um carregamento que age na parte inferior do túnel em decorrência do desequilíbrio de esforços que pode haver entre a pressão do maciço na coroa do túnel, o peso da camada de material sobre o túnel e a fluviabilidade. Ou seja, se a resultante vertical da pressão do maciço na coroa do túnel e do peso da camada de material sobre o túnel for maior que a fluviabilidade, a diferença entre ela será a denominada subpressão.

Ao contabilizar a subpressão nos cálculos do sistema de suporte é imprescindível determinar parâmetros tais como a faixa de atuação, a magnitude e a direção da subpressão, sendo este carregamento dividido em duas componentes, como descrito abaixo. A subpressão está ilustrada no esquema da Figura 7. 10.

- Reação independente do deslocamento sofrido pelo maciço circundante, sendo esta parcela calculada a partir da formulação apresentada na Equação 7. 31;
- Reação dependente do deslocamento sofrido pelo maciço circundante, sendo proporcional a este.

$$p_{e2} = p_{e1} + \pi p_g - \pi r \frac{\gamma_w}{2} \quad 7. 31$$

Figura 7. 10 – Pressão hidrostática sobre a estrutura do túnel.



Fonte: ITA, 2000.

7.4.6. Torque Aplicado pelos Macacos da TBM

De acordo com o trabalho *Twenty Years of FRC Tunnel Segments Practice: Lessons Learnt and Proposed Design Principles*, 2016 do ITA, durante as operações de tunelamento, para que a TBM se movimente é necessário que ocorra aplicação de torque pelos macacos laterais no último anel de concreto pré-moldado que foi instalado no alinhamento do túnel a fim de compensar as forças de atrito no escudo do maquinário e as pressões hidráulica e do maciço agindo na frente de escavação e ao redor da tuneladora. Apesar desta condição de carregamento ser temporária, é imprescindível que seja levada em consideração quando do dimensionamento dos segmentos haja vista que pode acarretar em trincas que levarão à queda do desempenho e da durabilidade do sistema de suporte.

A literatura vigente recomenda realizar a análise acerca desta condição de carregamento em escalas tanto local como global. Para a análise global do comportamento do segmento de concreto é importante considerar o arranjo de macacos existente na TBM selecionada para realizar a escavação, além de levar em conta os efeitos das tolerâncias nesta posições e conduzir os estudos de acordo com os princípios abaixo:

- Estudo das possíveis condições de contorno que poderiam implicar em importantes consequências aos segmentos nesta fase de carregamento;
- Escolha de esquema de carregamentos verossímil;

- Escolha de mecanismo resistente apropriado.

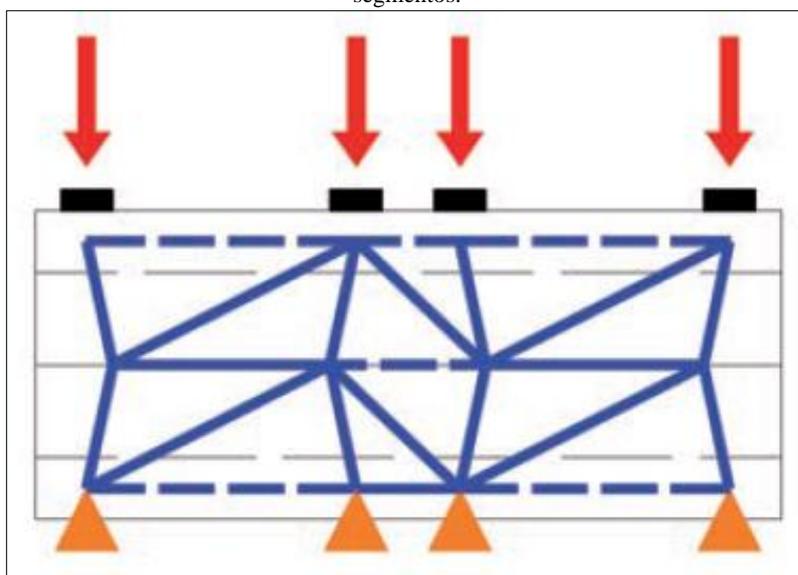
No que diz respeito ao comportamento global dos segmentos quando da aplicação do torque pelos macacos da TBM, pode-se considerar modelos bidimensionais que, em sua maioria, seguem as seguintes hipóteses:

- Distribuição uniforme de suportes nos segmentos do túnel;
- Análise bidimensional;
- Mecanismo resistente simplificado, à exemplo os modelos compostos de bielas e banzos, exposto na Figura 7. 11.

O estudo do comportamento global dos segmentos a partir da análise de elementos finitos garante a aquisição de dados mais detalhados, haja vista que a análise não-linear de elementos finitos permite realizar as considerações abaixo. A análise do comportamento global utilizando análise de elementos finitos pode ser visualizada na Figura 7. 12.

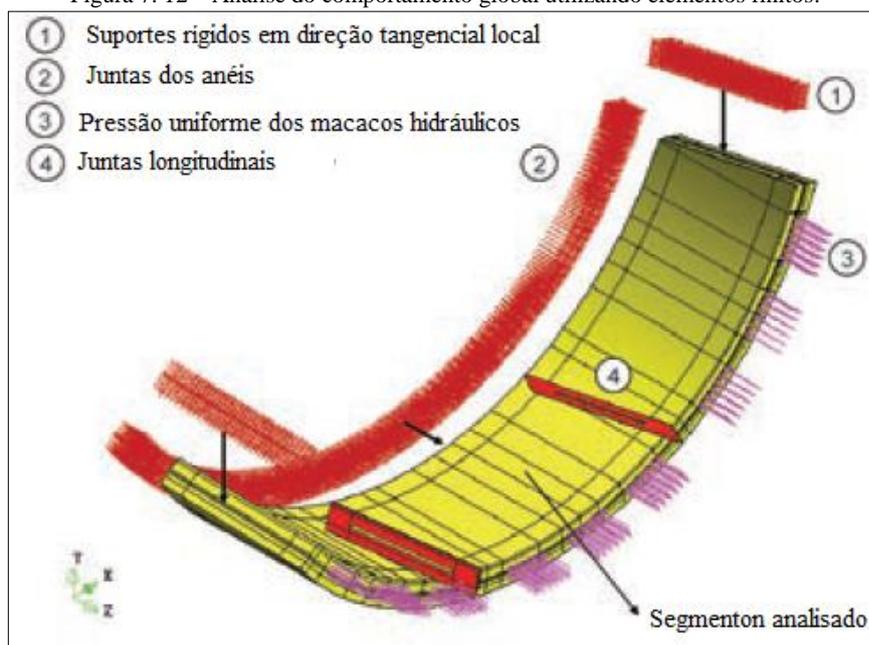
- Comportamento do concreto no Estádio II, ou seja, estado fissurado;
- Estimativa da redistribuição de tensões em estruturas estaticamente indeterminadas;
- Para o caso de segmentos de concreto armados com fibras estruturais, estimativa da resistência atribuída ao segmento a partir das fibras. Para tanto, deve-se incluir na análise propriedades de materiais não lineares;
- Investigação do real comportamento tridimensional do segmento como elemento curvo.

Figura 7. 11 – Modelo resistente simplificado composto por banzos e bielas para análise de comportamento global dos segmentos.



Fonte: ITA, 2000.

Figura 7. 12 – Análise do comportamento global utilizando elementos finitos.



Fonte: ITA, 2000.

Durante a fase de aplicação da pressão pelos macacos hidráulicos da TBM é comum a ocorrência de fissuras nos segmentos de concreto, estando tal fenômeno de acordo com as tolerâncias propostas nas normativas se apresentar ocorrência estável, sem apresentar comportamento frágil. Desse modo, o aparecimento de fissuras quando da utilização de fibras estruturais e barras de aço está dentro da normalidade, principalmente quando os esforços axiais de compressão no anel tendem ao fechamento das fissuras.

A fissuração do camada de cobertura de concreto ou o desenvolvimento de grandes fissuras longitudinais na largura do anel são patologias consideradas não toleráveis e que podem ser causadas pela excentricidade ou pela inclinação dos macacos hidráulicos em relação ao eixo longitudinal do túnel.

8. Conclusões

A partir dos avanços científicos e tecnológicos que foram ocorrendo ao longo dos anos foi possibilitada a realização de projetos de engenharia com maior acurácia e segurança. Tendo em vista toda a base de dados geológico-geotécnica necessária para a realização de atividades de tunelamentos para estruturas mais próximas da superfície e com menores diâmetros, mas principalmente para aquelas em maiores profundidades e com maiores diâmetros, é possível afirmar que o conhecimento acerca de peculiaridades e adversidades do material do maciço é de suma importância para se realizar projetos viáveis nos âmbitos técnico, econômico e ambiental.

Ainda, com o desenvolvimento de máquinas tuneladoras foi possível a realização de escavações em materiais que traziam bastante preocupações e inviabilizava projetos quando da implementação das técnicas convencionais de escavação. O aprimoramento da tecnologia e os estudos acerca dos métodos mais eficazes de estabilização da frente de escavação durante as operações de tunelamento, diferentes tipos de TBM foram sendo desenvolvidos a partir das tecnologias europeias e japonesa.

As EPB e as SPB mostram-se como as principais TBM empregadas na atualidade para os projetos de túneis da atualidade haja vista a ampla aplicabilidade nos mais diversos cenários no decorrer do alinhamento do túnel (condições geológico-geotécnicas adversas, maciços rochosos pouco competentes e granulometria graúda), além de apresentar sensoramento elétrico e eletrônico para análise do suporte conferido à estrutura, o que acarreta maior segurança e assertividade nestes projetos.

Ao passo que a produtividade diária foi crescendo dado o emprego das TBM, a necessidade de uma implantação mais ágil do sistema de suporte na estrutura do túnel para que a sua estabilidade global fosse preservada também apareceu. Desse modo, o advento de sistemas de suporte tais como os anéis formados de segmentos de concreto pré-moldado trouxe bastante eficiência e vantagens técnicas para as operações de tunelamento, além de ratificar o viés mais tecnológico da construção de túneis pelas TBM, haja vista que a produção dos segmentos requer bastante controle tecnológico, dimensionamento de acordo com os carregamentos mais críticos de cada etapa e com as necessidades inerentes a cada meio que está sendo escavado.

Os segmentos também vêm recebendo aprimoramentos ao passo que atualmente a armação do concreto pré-moldado está sendo realizada de modo mais otimizado a partir da combinação das barras de aço tradicionais com fibras de aço estruturais. Estas fibras conferem ao concreto maior ductilidade e melhoram de forma considerável o comportamento do concreto após o aparecimento de fissuras, dificultando a ocorrência de patologias na estrutura e diminuindo os custos de manutenção na estrutura.

Ao passo que a construção de estruturas subterrâneas foram tornando-se cada vez mais recorrentes, os métodos de dimensionamento das mesmas foram deixando o caráter empírico e passou a ter viés mais tecnológico, com a implantação da metodologia de elementos finitos e a utilização de programas computacionais capazes de modelar a estrutura e o meio onde estará inserida. A entrada da tecnologia nas metodologias de dimensionamento veio para tornar os processos tanto de dimensionamento como orçamentário mais célere, assertivo e produtivo, uma vez que condições *in loco* bastante complexas podem ser modeladas e as situações mais adversas já estarão dentro do cronograma.

Portanto, faz-se bastante necessária a criação e manutenção de comitês e associações que direcionem e determinem as boas práticas de engenharia para a construção destas estruturas tanto no que tange à estrutura em si como à produção e estocagem dos segmentos de concreto pré-moldado, fatores determinantes para a qualidade e a necessidade de manutenção da estrutura quando da finalização do processo construtivo.

Referências

ALEJANO, L. R.; RODRIGUEZ-DONO, A.; ALONSO, E.; FDEZ.-MANÍN, G. 2009. Ground reaction curves for tunnels excavated in different quality rock masses showing several types of post-failure behavior. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 No. 6 689:705.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779809000686>

AMIN, Ali; FOSTER, Stephen J.; MUTTONI, Aurelio. 2013. Evaluation of the Tensile Strength of SFRC as Derived from Inverse Analysis of Notched Bending Tests. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS-8

(14 de Julho de 2019) <https://infoscience.epfl.ch/record/188093>

ANAGNOSTOU, G.; KOVÁRI, K. 1996. Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields. *Tunnelling and Underground Space Technology* 11 No. 2 165:173.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/088677989600017X>

ANAGNOSTOU, G.; KOVÁRI, K. 1996. Face Stability in slurry and EPB shield tunnelling. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Mair & Taylor. 453:458.

(14 de Julho de 2019)

<https://pdfs.semanticscholar.org/ac4b/6b1406075660693c46d206e5f4a5fe09185a.pdf>

LANGMAACK, Lars. 2002. *Advanced Technology of Soil Conditioning in EPB Shield Tunnelling*. MBT International.

(14 de Julho de 2019)

https://s3.amazonaws.com/academia.edu.documents/37920359/Advanced_technologi_of_soil

[_conditioning_in_EPB.pdf?response-content-disposition=inline%3B%20filename%3DAdvanced_Technology_of_Soil_Conditioning.pdf&X-Amz-Algorithm=AWS4-HMAC-SHA256&X-Amz-Credential=AKIAIWOWYYGZ2Y53UL3A%2F20190714%2Fus-east-1%2Fs3%2Faws4_request&X-Amz-Date=20190714T160518Z&X-Amz-Expires=3600&X-Amz-SignedHeaders=host&X-Amz-Signature=e6707bc0b6a31dfada466491d79cc8e627b52718041c493558b2f2a9bf07cbfb](#)

BABENDERERDE, Siegmund. 1991. Tunnelling Machines in Soft Ground: a Comparison of Slurry and EPB Shield Systems. *Tunnelling and Underground Space Technology* 6 No. 2. 169:174.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/088677989190063A>

BARRETT, S. V. L.; MCCREATH, D. R. 1994. Shotcrete Support Design in Blocky Ground: Towards A Deterministic Approach. *Tunnelling and Underground Space Technology* 10 No. 1 19:89.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/088677989400067U>

BERNARD, Erik Stefan. 2008. Early-age Load Resistance of Fibre Reinforced Shotcrete Linings. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 No. 4 451:460.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779807000934>

BRABANT, Jean-Daniel; DUHME, Ruben. 2017. Hard Rock TBM Tunnelling – Technical Developments and Recent Experience. *Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM17)*. 1:10.

(14 de Julho de 2019) http://www.iasem.org/publication_conf/ asem17/7.TS/W3G.3.TS1403_4231F1.pdf

BICKEL, John O.; KUESEL, Thomas R.; KING, Elwin H. 1996. *Tunnel Engineering Handbook*. 2ª Edição. Chapman & Hall.

CARATELLI, Angelo; MEDA, Alberto; RINALDI, Zila; RAMUALDI, Paolo. 2011. Structural Behaviour of Precast Tunnel Segments in Fiber Reinforced Concrete. *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 No. 2. 284:291.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779810001409>

CHEE, Nan Chen; WEN, Yen Huang; CHENG, Tsung Tseng. 2011. Stress redistribution and ground arch development during tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 26 No. 1, 228:235.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779810001070>

CHIAIA, Bernardino; FANTILLI, Alessandro P.; VALLINI, Paolo. 2009. Combining Fiber-reinforced Concrete with Traditional Reinforcement in Tunnel Linings. *Engineering Structures* 31 No. 7. 1600:1606.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029609000704>

CRISTESCU, N.; FOTA, D. MEDVES, E. 1987. Tunnel Support Analysis Incorporating Rock Creep. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts* 24 No. 6. 321:330.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0148906287922534>

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. 2005. Ground – Verification of the Safety of Earthworks and Foundations (DIN 1054:2005-01). Versão em inglês.

DI CARLO, Fabio; MEDA, Alberto; RINALDI, Zila. 2016. Design Procedure for Precast Fibre-Reinforced Concrete Segments in Tunnel Lining Construction. Structural Concrete 17 No. 5 747:759.

(14 de Julho de 2019) <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/suco.201500194>

DIEDERICHS, M.S.; KAISER, P.K.; EBERHARDT, E. 2004. Damage Initiation and Propagation in Hard Rock During Tunnelling and the Influence of Near-face Stress Rotation. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 41 No. 5 785:812.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1365160904000504>

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. 2004. EN 1992-1-1 EUROCODE 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.

FARROKH, Ebrahim; ROSTAMI, Jamal. 2008. Correlation of Tunnel Convergence with TBM Operational Parameters and Chip Size in the Ghomroud Tunnel, Iran. Tunnelling and Underground Space Technology 23 No. 6 700:710.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S088677980800014X>

FARROKH, Ebrahim; ROSTAMI, Jamal. 2009. Effect of Adverse Geological Condition on TBM Operation in Ghomroud Tunnel Conveyance Project. Tunnelling and Underground Space Technology 24 No. 4 436:446.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S088677980800117X>

FERNÁNDEZ, Sandra Patrícia Echeverría. 2006. Efeitos de Arqueamento em Aterros Sobre Solo Estaqueado. Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília.

(14 de Julho de 2019) <https://core.ac.uk/download/pdf/33532294.pdf>

GALLI, G.; GRIMALDI, A.; LEONARDI, A. 2004. Three-dimensional Modelling of Tunnel Excavation and Lining. Computers and Geotechnics 31 No. 3 171:183.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X04000217>

GRUEBL, Fritz. Segmental Ring Design – New Challenges with High Tunnel Diameters. 2012. Tunnelling and Undergroun Space for a Global Society.

(14 de Julho de 2019) <https://www.tunneltalk.com/images/TunnelCast-Videos/ITA-2012-Sir-Alan-Muir-Wood-Lecture.pdf>

HAMIDI, Jafar Khademi; SHAHRIAR, Kourosh; REZAI, Bahram; ROSTAMI, Jamal; BEJARI, Hadi. 2010. Risk Assessment Based Selection of Rock TBM for Adverse Geological Conditions Using Fuzzy-AHP. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 69 No. 4 523:532.

(14 de Julho de 2019) <https://link.springer.com/article/10.1007/s10064-009-0260-8>

HEILEGGER, R.; BEIL, A. 1996. Fully Automated Tunnel Segment Production System. A Case Study. Tunnel Boring Machines: Trends in Design and Construction of Mechanized Tunnelling 215:222.

HOEK, Evert. 1998. Tunnel Support in Weak Rock. Symposium of Sedimentary Rock Engineering.

(14 de Julho de 2019) <https://www.roscience.com/assets/resources/learning/hoek/1998-Tunnel-Support-in-Weak-Rock.pdf>

ITAtch Report No. 7. 2016. ITAtch Guidance for Precast Fibre Reinforced Concrete Segments – Vol. 1: Design Aspects. ISBN 978-2-9701013-2-1.

KAISER, Peter K.; CAI, Ming. 2012. Design of Rock Support System under Rockburst Condition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 4 No. 3 215:227.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1674775515301840>

KASPER, Thomas; EDVARDESEN, Carola; WITTNEBEN, Gert; NEUMANN, Dieter. 2008. Lining Design for the District Heating Tunnel in Copenhagen with Steel Fibre Reinforced Concrete Segments. Tunnelling and Underground Space Technology 23 No. 5 574:587.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779807001113>

KONTOGIANNI, Villy A.; STATHIS, C. Stiros. 2004. Induced Deformation During Tunnel Excavation: Evidence from Geodetic Monitoring. Engineering Geology 79 No. 3 115:126.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S001379520500058X>

INTERNATIONAL TUNNELLING ASSOCIATION WORKING GROUP No. 2. 2000. Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining. Tunnelling and Underground Space Technology 25 No. 3 303:331.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779800000584>

LI, Charlie C. 2017. Principles of Rockbolting Design. Journal of Rock mechanics and Geotechnical Engineering 9 No. 3 396:414.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1674775517300239>

LIAO, Lin; FUENTE, Albert de la; CAVALARO, Sergio; AGUADO, Antonio. 2015. Design of FRC tunnel segments considering the ductility requirements of the Model Code 2010. Tunnelling and Underground Space Technology 47 200:210.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779815000255>

MA, Shuqi; NEMCIK, Jan; AZIZ, Naj. 2013. An analytical model of fully grouted rock bolts subjected to tensile load. Construction and Building Materials 49, 519:526.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061813008143>

MAIDL, Bernhard; THEWES, Markus; MAIDL, Ulrich. Handbook of Tunnel Engineering I – Structures and Methods. 2013. 1ª Edição. Ernst & Sohn.

MAIDL, B.; HERRENKNECHT, U.; MAIDL, U.; WEHRMEYER, G. Mechanised Shield Tunnelling. 2011. 2ª Edição. Ernst & Sohn.

MOLINS, Climent; ARNAU, Oriol. 2011. Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 1: Test configuration and execution. Tunnelling and Underground Space Technology 26 No. 6, 764:777.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779811000666>

NISHIKAWA, Kazuyoshi. 2003. Development of a prestressed and precast concrete segmental lining. *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 No. 2-3, 243:251.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779803000336>

ORESTE, P. P. 2003. A Procedure for Determining the Reaction Curve of Shotcrete Lining Considering Transient Conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 36 No. 3 209:236 f.

(14 de Julho de 2019) <https://link.springer.com/article/10.1007/s00603-002-0043-z>

ORESTE, P. P.; PEILA, D. 1997. Modelling Progressive Hardening of Shotcrete in Convergence-Confinement Approach to Tunnel Design. *Tunnelling and Underground Space Technology* 12 No. 3, 425:431.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779897000333>

PALOMO, Ingrid Rocio Irreño. 2018. Estudo de Aduelas Pré-Moldadas de Concreto com Fibras de Aço Utilizadas no Revestimento de Túneis. Universidade Estadual de Campinas.

(14 de Julho de 2019) <http://repositorio.unicamp.br/handle/REPOSIP/332676>

PAN, Y. W.; DONG, J. J. 1991. Time-dependent Tunnel Convergence – II. Advance Rate and Tunnel –Support Interaction. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 28 No. 6, 477:488.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0148906291911239>

PEILA, Daniele; PICCHIO, Andrea; CHIEREGATO, Alessio. 2013. Earth pressure balance tunnelling in rock masses: Laboratory feasibility study of the conditioning process. *Tunnelling and Underground Space Technology* 35, 55:66.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779812001794>

PLIZZARI, G. A.; TIBERTI, G. 2007. Structural behavior of SFRC tunnel segments during TBM operations. *Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises*. Barták, Hrdina, Romancov & Zlámál, eds 2007 Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-40807-3.

(14 de Julho de 2019)

<http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.452.6808&rep=rep1&type=pdf>

PÖTTLER, Rudolf. 1990. Time-dependent Rock - Shotcrete Interaction a Numerical Shortcut. *Computers and Geotechnics* 9 No. 3 149:169.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0266352X9090011J>

REAL, T; ZAMORANO C.; RIBES, F; REAL, J. I., 2015. Train-induced Vibration Prediction in Tunnels Using 2D and 3D FEM Models in Time Domain. *Tunnelling and Underground Space Technology* 49, 376:383.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779815000875>

Recommendations do AFTES. 1999. Recommendations for the Design, Sizing and Construction of Precast Concrete Segments Installed at the Rear of a Tunnel Boring Machine. Versão 1. Versão em inglês.

Recommendations do DAUB e do ITA-AITES. 2013. Recommendations for the Design, Production and Installation of Segmental Rings. Versão em inglês.

ROYSE, K. R.; RUTTER, H. K.; ENTWISLE, D. C., 2009. Property Attribution of 3D Geological Models in the Thames Gateway, London: New Ways of Visualising Geoscientific Information. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 68(1), 1:16.

(14 de Julho de 2019) <https://link.springer.com/article/10.1007/s10064-008-0171-0>

SHI, Hu; YANG, Huayong; GONG, Guofang; WANG, Lintao. 2011. Determination of the cutterhead torque for EPB shield tunneling machine. Automation in Construction 20 No. 8 1087:1095.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0926580511000641>

STILLE, H.; HOLMBERG, M.; NORD, G. 1989. Support of Weak Rock with Grouted Bolts and Shotcrete. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics 26 No. 1 99:113.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0148906289905305>

TEACHAVORASINSKUN, Supot; CHUB-UPPAKARN, Tanan. 2010. Influence of Segmental Joints on Tunnel Lining. Tunnelling and Underground Space Technology 25 No. 4, 490:494.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779810000325>

TERZAGHI, K. 1951. Theoretical Soil Mechanics. 6. ed. Indian Agricultural Research Institute.

THE BRITISH TUNNELLING SOCIETY AND THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. 2004. Tunnel Lining Design Guide. Thomas Telford Publishing.

THEWES, M.; BUDACH, C.; BEZUIJEN, A. Foam Conditioning in EPB Tunnelling. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground – Viggiani, ed 2012 Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-68367-8.

(14 de Julho de 2019)

https://www.researchgate.net/profile/Adam_Bezuijen/publication/300357767_Foam_conditioning_in_EPB_tunnelling/links/57e524e908ae978dd24d0a25/Foam-conditioning-in-EPB-tunnelling.pdf

TIBERTI, G.; PLIZZARI, G. A.; WALRAVEN, J. C.; BLOM, C. B. M. Concrete tunnel segments with combined traditional and fiber reinforcement. Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst, eds 2008, Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-47535-8.

(14 de Julho de 2019)

https://www.researchgate.net/profile/Giuseppe_Tiberti/publication/267235463_Concrete_tunnel_segments_with_combined_traditional_and_fiber_reinforcement/links/560e256b08ae6cf6815439af.pdf

TOURAN, Ali; ASAI, Toshiyuki. 2015. Simulation of Tunneling Operations. Journal of Construction Engineering and Management 113(4) 554:568 doi:10.1061/(asce)0733-9364(1987)113:4(554)

(14 de Julho de 2019) [https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9364\(1987\)113:4\(554\)](https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9364(1987)113:4(554))

WOOD, David Muir. Geotechnical Model – Soil Modelling. Eds 2004. CRC Press.

(14 de Julho de 2019) <https://www.taylorfrancis.com/books/9781315273556>

VINAI, Raffaele; OGGERI, Claudio; PEILA, Daniele. 2008. Soil conditioning of sand for EPB applications: A laboratory research. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 No. 3 308:317.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779807000491>

WINKLER, B.; HOFSTETTER, G.; LEHAR, H. 2004. Application of a constitutive model for concrete to the analysis of a precast segmental tunnel lining. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 28 (78) 797:819 (DOI: 10.1002/nag.362).

(14 de Julho de 2019) <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/nag.362>

YANG, HuaYong; SHI, Hu; GONG, GuoFang; HU, GuoLiang. 2009. Earth pressure balance control for EPB shield. *Science in China Series E: Technological Sciences* 52 No. 10. 2840:2848.

(14 de Julho de 2019) <https://link.springer.com/article/10.1007/s11431-009-0245-7>

YAZDANI-CHAMZINI, Abdolreza; YAKHCHALI, Siamak Haji. 2012. Tunnel Boring Machine (TBM) Selection Using Fuzzy Multicriteria Decision Making Methods. *Tunnelling and Underground Space Technology* 30 194:204.

(14 de Julho de 2019) <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S088677981200065X>