

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS NA ESCAVAÇÃO
MECANIZADA DE TÚNEIS – TECNOLOGIA BRABO**

Stefano Rabello Moser

Florianópolis
2013

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Stefano Rabello Moser

**INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS NA ESCAVAÇÃO
MECANIZADA DE TÚNEIS – TECNOLOGIA BRABO**

Trabalho de conclusão de curso submetido ao Curso de
Graduação da Universidade Federal de Santa Catarina para
A obtenção do Grau de Engenheiro Civil
Orientador: Prof. Marcos Aurélio Marques Noronha, Dr.

Florianópolis
2013

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Moser, Stefano Rabello
Inovações Tecnológicas na Escavação Mecanizada de Túneis -
Tecnologia BraBo / Stefano Rabello Moser ; orientador,
Marcos Aurélio Marques Noronha - Florianópolis, SC, 2013.
152 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Escavação mecanizada. 3. TEM. 4.
Maciço rochoso. 5. Maciço de solo. I. Noronha, Marcos
Aurélio Marques. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

STEFANO RABELLO MOSER

INOVAÇÕES TECNOLÓGICAS NA ESCAVAÇÃO MECANIZADA
DE TÚNEIS – TECNOLOGIA BRABO

Este trabalho foi julgado adequado para a obtenção do diploma de
graduação em Engenharia Civil junto à Universidade Federal de Santa
Catarina.

Prof. Luis Alberto Gómez, Dr.
Coordenador do Curso

Apresentado para a banca examinadora composta pelos professores:



Prof. Marcos Aurélio Marques Noronha, Dr.
Orientador

Prof. Liseane Padilha Thives, Dr.
Banca Examinadora

Eng. Lidiani Pierri
Banca Examinadora

FLORIANÓPOLIS
2013

Saciai-vos na fonte das Camenas
Ou não proveis das suas águas nunca
O miolo embriagarão curtos goles,
Só bebendo a fartar a razão torna.
(Alexandre Pope 1709)

AGRADECIMENTOS

A Deus, princípio e fim de meu ser.

Aos meus pais, por todas as oportunidades que me deram e muito mais.

À Suria Carmel Morastoni e seus pais, pela presença e incentivo no trabalho e nos estudos.

Aos meus amigos e aos meus parentes, pela ajuda e pelos conselhos ao longo do curso.

Ao Prof. Marco Noronha, pela paciência e dedicação na orientação de meu trabalho.

À Lidiani Pierri e à toda equipe da BraBo, pela ajuda na elaboração do texto e pelas dicas e correções.

À Prof. Maheeka Withanage, cujo rigor nas aulas de literatura ajudaram a desenvolver habilidades na escrita.

RESUMO

O setor da infraestrutura no Brasil está previsto para carecer em tecnologia de execução de túneis nos próximos 5 anos. Isto deve ao fato de que tal tecnologia frequentemente depende de equipamentos importados e, conseqüentemente, de acesso limitado em países emergentes como o Brasil. O projeto desenvolvido pela equipe BraBo visa apresentar inovações que permitam maior acesso à tecnologia de escavação mecanizada de túneis, sendo esta a mais limitada no Brasil. Tais inovações visam principalmente reduzir os custos envolvidos na escavação, seja pelo aumento de eficiência de escavação, seja pelo emprego de técnicas mais acessíveis pelo mercado nacional.

Palavras-chave: Escavação mecanizada. TBM. Maciço rochoso. Maciço de solo.

ABSTRACT

The infrastructure sector in Brazil is predicted to be wanting in tunnel building technology for the next 5 years. This is due to the fact that such technology is frequently dependant on imported equipment, thus being of limited access in emerging countries like Brazil. The project that is being developed by the BraBo team seeks to propose innovations which allow a greater access to the most limited of such technologies, i.e. the mechanized tunnelling technology. Such innovations seek mainly to reduce costs involved in excavation, whether by enhancing excavation efficiency, or by adopting techniques to which the national market has better access.

Keywords: Mechanized tunnelling. TBM. Rock Mass. Soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Máquina Tunneladora <i>TBM</i>	30
Figura 3.2 – Gráfico representativo dos parâmetros para o critério de Franklin.....	32
Figura 3.3 – Desmonte mecânico.....	34
Figura 3.4 – Seção de um túnel durante escavação parcial.....	35
Figura 3.5 – Os quatro sistemas que compõem a TBM	36
Fonte: Maidl et al., 2008.....	36
Figura 3.6 – Componentes principais de uma TBM	38
Figura 3.7 – Cabeça de corte de uma TBM.....	38
Figura 3.8 – Discos de corte e sua atuação na rocha.....	40
Figura 3.9 – Processo de revestimento do túnel por uma TBM por aduelas de concreto	41
Figura 3.10 – Disposição geométrica das aduelas de concreto para revestimento de um túnel	42
Figura 3.11 – Sistema de remoção do material escavado da frente de escavação	42
Figura 3.12 – Subcategorização dos diversos tipos de máquinas tunneladoras	43
Figura 3.13 – Subdivisão das tunneladoras em <i>Gripper</i> e das tunneladoras em <i>Shield</i>	45
Figura 3.14 – Área de trabalho de uma <i>Gripper TBM</i>	46
Figura 3.15 – Mecanismo de apoio da <i>Gripper TBM</i> contra a parede do maciço	47
Figura 3.16 – <i>Single Shield TBM</i> vista por dentro	48
Figura 3.17 – Vista do escudo da <i>Single Shield TBM</i>	49
Figura 3.18 – Vista do escudo da <i>Double Shield TBM</i>	50
Figura 3.19 – <i>Double Shield TBM</i> vista por dentro.....	51

Figura 3.20 – Pressões que atuam na <i>EPB Shield</i> : pressão da água, pressão do solo e pressão da pasta de solo	52
Figura 3.21 – <i>EPB Shield</i> vista por dentro	53
Figura 3.22 – Cabeça de corte de uma TBM.....	54
Figura 3.23 – Ferramentas de corte de uma TBM: disco de corte à esquerda e <i>TCI</i> à direita.....	56
Figura 3.24 – Representação do movimento dos discos de corte e as grandezas envolvidas.....	57
Figura 3.25 – Formação de lascas pelas rupturas por contato entre os discos de corte e a rocha.....	58
Figura 3.26 – Ilustração do desgaste ocorrido no disco de corte.....	58
Figura 3.27 – Planos de ruptura formados pelos discos no maciço de acordo com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	60
Figura 3.28 – Remoção da lasca do maciço pela atuação dos discos de corte.....	61
Figura 3.29 – Etapas envolvidas na formação de fissuras na rocha pelo carregamento e descarregamento pontuais.....	63
Figura 3.30 – Grandezas principais envolvidas no movimento de um disco de corte.....	64
Figura 3.31 – Grandezas necessárias para a representação matemática do momento aplicado sobre a máquina	65
Figura 3.32 – Formação dos planos de ruptura pelo contato entre os discos e a rocha	66
Figura 3.33 – Parâmetros para o cálculo da distância a	67
Figura 4.1 – Componentes que devem satisfazer as equações de equilíbrio no sólido.....	73
Figura 4.2 – Ilustração da compatibilidade geométrica no modelo do sólido.....	73
Figura 4.3 – Comportamento do sólido, sendo (a) o linear, (b) o elástico não linear e (c) o plástico	76

Figura 4.4 – Comportamento plástico do sólido, onde (a) é rígido e idealmente plástico, (b) é elástico e idealmente plástico e (c) é elástico e de endurecimento plástico.....	77
Figura 4.5 – Testes de resistência, o <i>Brazilian Test</i> (esquerda) e o <i>Luong Test</i> (direita).....	79
Figura 4.6 – Resultados de ensaios de compressão triaxial de um sólido para diversos valores de tensão lateral.....	80
Figura 4.7 – Ângulo entre tensão principal e plano de sedimentação da rocha.....	81
Figura 4.8 – Envoltória dos círculos de Mohr da ruptura do solo (representação ideal).....	83
Figura 4.9 - Envoltória dos círculos de Mohr da ruptura do solo (representação real).....	83
Figura 4.10 – Representação das grandezas geométricas envolvidas no cálculo de estabilidade da frente de escavação.....	86
Figura 4.11 – Representação da compactação do solo a partir de ensaios triaxiais de carregamento e descarregamento do solo.....	87
Figura 4.12 – Componente vertical do recalque do terreno.....	89
Figura 4.13 – Representação do recalque do terreno conforme visto pela seção transversal (esquerda) e a lateral (direita).....	91
Figura 4.14 – Arqueamentos transversal e longitudinal em torno da escavação no solo.....	92
Figura 4.15 – Representação da mobilização da resistência ao cisalhamento no solo.....	94
Figura 4.16 – Representação do arqueamento das tensões devido à escavação.....	94
Figura 4.17 – Representação do equilíbrio final da seção do túnel atingida pelo encontro das curvas de deformação do suporte e do solo	95
Figura 4.18 – Modelo da tuneladora BraBo e suas 3 inovações tecnológicas originais.....	101

Figura 4.19 – Corte lateral da tuneladora Brabo e seus sistemas de funcionamento	103
Figura 4.20 – Detalhes da tuneladora BraBo.....	103
Figura 4.21 – Detalhes do escudo da tuneladora BraBo.....	104
Figura 5.1 – Tecnologia de jato d’água aplicada ao corte de rochas ...	105
Figura 5.2 – Ilustração dos componentes do jato d’água	106
Figura 5.3 – Ilustração dos componentes do bico de corte do jato d’água	107
Figura 5.4 – Cabeça de corte e bicos de corte da tuneladora BraBo ...	108
Figura 5.5 – Ferramentas de corte da tuneladora Brabo, onde (a) é o detalhe do jato d’água e (b) ilustra seu posicionamento na cabeça de corte	109
Figura 5.6 – Sistema de drenagem da tuneladora BraBo	110
Figura 5.7 – Indicação dos bicos de corte na cabeça de corte	111
Figura 5.8 – Vista do bico de corte do jato para hidrodemolição	112
Figura 5.9 – Atuadores pontuais e lineares no bloco cilíndrico	113
Figura 5.10 – Divisão primária pelo <i>Brazilian Test</i>	114
Figura 5.11 – Sistema de equipamentos da divisão secundária da rocha	115
Figura 5.12 – Vista exterior da tuneladora Brabo com seus equipamentos de desmonte instalados	116
Figura 5.13 – Divisão secundária da rocha	117
Figura 5.14 – Detalhes do funcionamento dos expansores.....	118
Figura 5.15 – Corte lateral do escudo da tuneladora BraBo.....	119
Figura 5.16 – Vista posterior do escudo da tuneladora BraBo	120
Figura 5.17 – Modelo para o <i>Point Load Test</i>	121
Figura 5.18 – Distribuição das 32 forças no sistema <i>Point Load</i>	122

Figura 5.19 – Tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 do modelo 3D da esquerda para a direita	123
Figura 5.20 – Deslocamentos obtidos no sistema <i>Point Load</i>	123
Figura 5.21 – Duplo ensaio brasileiro em modelo (a) com furo central e (b) sem furo central	124
Figura 5.22 – Duplo ensaio brasileiro em modelo (a) com furo central e (b) sem furo central	125
Figura 5.23 – Tensões do modelo 3D (superior – ensaio brasileiro com furo central e, inferior – ensaio brasileiro sem furo central), (tensões principais σ_1 , σ_2 , σ_3 da esquerda para a direita)	126
Figura 5.24 – Representação dos deslocamentos do modelo (à esquerda – ensaio brasileiro com furo central e, à direita – sem furo central) ...	127
Figura 5.25 – Posições do <i>Brazilian Test</i> , furo central e furos para o desmonte	128
Figura 5.26 – Distribuição das cargas dos mandris expansores com 3 cunhas	129
Figura 5.27 – Tensões do modelo 3D (σ_1 , σ_2 e σ_3 da esquerda para a direita)	129
Figura 5.28 – Representação dos deslocamentos do modelo	130
Figura 5.29 – Visão geral do modelo 3D em Elementos Finitos elaborado para a análise	131
Figura 5.30 – Resultado das tensões do modelo 3D (σ_1 , σ_2 e σ_3 da esquerda para a direita)	132
Figura 5.31 – Representação dos deslocamentos do modelo	132
Figura 5.32 – Visão geral do modelo 3D em Elementos Finitos elaborado para a análise	133
Figura 5.33 – Resultado das tensões do modelo 3D (σ_1 , σ_2 e σ_3 da esquerda para a direita)	134
Figura 5.34 – Representação dos deslocamentos do modelo	134

Figura 5.35 – Análise com furo a 950 mm da origem na vertical e 700 mm na horizontal.....	136
Figura 5.36 – Distribuição das áreas das fatias após ruptura.....	137
Figura 5.37 – Distribuição do carregamento em dois, três e quatro pontos	137
Figura 5.38 – Tensões devidas aos carregamentos em dois, três e quatro pontos	138
Figura 5.39 – Visão isométrica dos sistemas funcionais da extrusora	139
Figura 5.40 – Visão isométrica de um módulo de extrusão	140
Figura 5.41- Extrusão de uma viga perfil I em concreto	142
Figura 5.42 – Representação esquemática do sistema de movimentação da frente da máquina	143
Figura 5.43 – Rodas superiores e laterais no <i>Backup</i>	143
Figura 5.44 – Ilustração dos 4 mercados com seus respectivos investimentos (em azul) e os investimentos das obras que podem ter participação da BraBo	145
Figura 5.45 – Diferencial competitivo da tecnologia BraBo comparada com a tecnologia concorrente.....	146
Figura 5.46 – Comparação da taxa de avanço e da eficiência entre tecnologia BraBo e a tecnologia concorrente.....	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Critérios de escavabilidade e seus respectivos parâmetros.	31
Tabela 3.2 – Intervalos para N de acordo com a facilidade de ripagem33

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	25
2. OBJETIVOS.....	27
2.1. Objetivo geral.....	27
2.2. Objetivo específico.....	27
3. TECNOLOGIA DE ESCAVAÇÃO DO TÚNEL.....	29
3.1. Critérios de Escavabilidade.....	30
3.2. Método Convencional	33
3.3. Máquina Tunneladora	35
3.3.1. Mecanismo da Máquina Tunneladora.....	39
3.3.2. Tipos de Tunneladoras.....	43
3.3.2.1. Gripper TBM	46
3.3.2.2. Shielded TBM.....	47
3.3.2.2.1. Single shield TBM	47
3.3.2.2.1. Double shield (telescopic shield) TBM	49
3.3.2.3. EPB (Earth Pressure Balance) TBM.....	51
3.3.3. Tecnologia de Corte (Em Rocha).....	53
3.3.3.1 Discos de Corte.....	56
4. MÉTODOS NUMÉRICOS	71
4.1. Teoria Geral	72
4.1.1. Equilíbrio	72
4.1.2. Compatibilidade.....	73
4.1.3. Condições de Compatibilidade Comportamento Constitutivo	74
4.2. Elasticidade	75
4.3. Plasticidade	76

4.4. Resistência	77
4.4.1. Resistência do Solo	77
4.4.2. Resistência da Rocha	78
4.5. Anisotropia.....	81
4.6. Resistência do Maciço Rochoso	82
4.7. Estabilidade da Frente de Escavação	85
4.8. Recalque do Terreno	87
4.9. Análise Numérica de Túneis.....	91
4.9.1. Efeitos da Escavação Subterrânea no Solo	92
4.9.2. Método Convergência-Confinamento.....	96
5. TECNOLOGIA BRABO	101
5.1. Tecnologia de Corte da Rocha Por Hidrodemolição.....	104
5.1.1. Componentes do Jato D'água	105
5.1.2. Mecanismo de Corte por Jato D'água.....	107
5.1.3. Inovação da Brabo	108
5.1.4. Sistema de Drenagem	109
5.2. Tecnologia de Desmonte da Rocha.....	110
5.2.1. Escavação Anular	110
5.2.2. Fatiamento (Point Load Test)	112
5.2.3. Divisão Primária (Brazilian Test).....	113
5.2.4. Divisão Secundária	115
5.2.5. Atuação dos Expansores	117
5.2.6. Remoção das Rochas Residuais.....	119
5.2.7. Análises Numéricas para o Fatiamento.....	120
5.2.8. Point Load Test.....	121
5.2.9. Brazilian Test.....	123

5.2.10. Fragmentação Secundária	127
5.2.10.1. Primeira Simulação.....	127
5.2.10.2. Segunda Simulação.....	130
5.2.10.3. Terceira Simulação	132
5.2.10. Interpretações das Simulações Numéricas	135
5.2.10.1. Força Mínima Para A Ruptura	135
5.2.10.2. Dimensão Mínima dos Fragmentos Após O Desmonte Total.....	135
5.2.10.3. Melhor Distribuição de Forças.....	137
5.3. Sistema de Extrusão de Concreto.....	138
5.4. Sistema de Avanço da Tuneladora	142
5.5. Vantagens Econômicas da Tecnologia Brabo	144
5.5.1. Atuação Prevista da Brabo no Mercado Brasileiro	144
5.5.2. Diferenciais Competitivos da Tecnologia Brabo	145
6. CONCLUSÕES.....	149

1. INTRODUÇÃO

Com o crescimento da demanda de infraestrutura no sul do Brasil (energia elétrica, infraestrutura viária, etc.) cresce por consequência a demanda pela construção de túneis e de outras obras de escavação/perfuração em terra. Tais obras de infraestrutura podem ser aplicadas no setor do transporte, da mineração, no fornecimento de energia elétrica, entre outros. Sendo o Brasil um país onde a demanda para obras deste gênero vem crescendo, é de suma importância desenvolver a técnica de projeto e execução de obras de túneis. Como será visto a seguir, a execução de obras em túnel pode vir a ser um processo demasiadamente custoso, o que limita sua aplicabilidade em países emergentes como o Brasil. A equipe da BraBo (*Brazilian Borer*) tem desenvolvido o projeto de uma tuneladora que possa oferecer métodos de escavação de túneis alternativos aos métodos convencionais de escavação mecanizada.

O presente texto, portanto, visa expor os métodos adotados pela BraBo no empreendimento de inovação no setor da infraestrutura. A metodologia desta exposição consiste em 4 passos fundamentais. O primeiro visa abordar os métodos existentes de escavação de túneis (em solo e em rocha), diferenciando o convencional do mecanizado. O convencional, também conhecido como *NATM*, será brevemente exposto. Ao método mecanizado, também conhecido pelo emprego de *TBM's*, será visto com maior detalhe, por ser este o escolhido pela equipe BraBo para aplicar as inovações. Serão vistas as características específicas das *TBM's*, ou seja, os sistemas de funcionamento que caracterizam uma máquina tuneladora como uma *TBM*, tais como sistema de corte, sistema de acoplamento e sustentação, sistema de remoção do material escavado, sistema de revestimento, entre outros.

O mecanismo de corte por atuação de discos na TBM será brevemente explicado, onde são fornecidos modelos matemáticos disponíveis para a previsão do comportamento do material rochoso. O mecanismo de corte é o que receberá maior atenção dentre os sistemas de funcionamento, sendo este o que possui maior detalhe acerca das inovações pela BraBo de acordo com o andamento do projeto. Em seguida, serão abordadas de modo superficial as teorias matemáticas acerca do comportamento do solo/maciço em resposta à escavação. Será feita uma breve explicação a respeito do Método Convergência-Confinamento, modelo frequentemente utilizado na modelagem da interação solo-estrutura de um túnel. Tais abordagens constituem a revisão bibliográfica do texto.

Após a revisão, será finalmente explanada a inovação oferecida pela equipe BraBo, que consiste no projeto de uma *TBM* com 4 inovações tecnológicas. A primeira destas é a tecnologia de corte da rocha por hidrodemolição, a segunda é a tecnologia de desmonte da rocha, a terceira é o

sistema de extrusão de concreto e a quarta é o sistema de avanço da tuneladora. Cada sistema inovativo será exposto, com maior ênfase na tecnologia de desmonte da rocha.

Por último, serão vistos os resultados previstos em respeito à atuação da tuneladora BraBo no setor da infraestrutura nacional. Os resultados são baseados nas pesquisas desenvolvidas pela equipe BraBo de acordo com o andamento do projeto.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo geral

O objetivo geral do presente texto é comparar a tecnologia atual de escavação mecanizada de túneis à tecnologia oferecida pela BraBo com suas respectivas inovações.

2.2. Objetivo específico

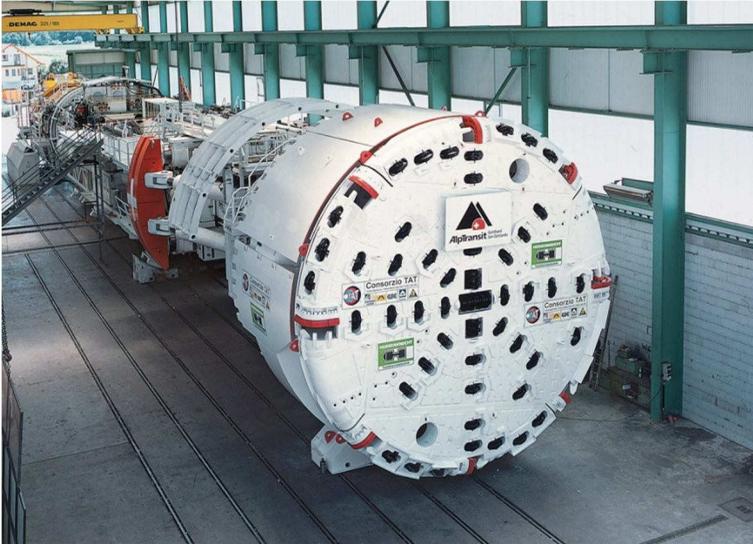
O objetivo específico é expor os componentes principais da tecnologia atual, com os sistemas de funcionamento que caracterizam a tecnologia de escavação atual e em seguida explicar os sistemas que caracterizam a inovação proposta na tecnologia pela BraBo.

3. TECNOLOGIA DE ESCAVAÇÃO DO TÚNEL

O presente trabalho concentrará na tecnologia presente na construção de um túnel. Para tal, é necessária uma abordagem dos diferentes métodos de execução de túneis, suas vantagens, desvantagens, bem como sob quais situações um torna-se vantajoso em relação a outro e vice-versa.

Independentemente do método de execução a ser empregado, o processo deverá consistir, respectivamente, no suporte da face e na remoção do material escavado (Kolymbas, 2005). Pode-se dividir os métodos de execução em duas categorias, que têm em comum estas duas etapas de execução. O primeiro é o método convencional, comumente denominado *New Austrian Tunnelling Method* (NATM), que consiste na escavação por meios como explosivos, retroescavadeiras, martelos hidráulico, trabalho manual, em suma, meios que não implantem o uso de um equipamento destinado exclusivamente ao processo em questão. O segundo é o método mecanizado, também denominado contínuo (embora a execução não se dê por um movimento contínuo ao estrito senso da palavra do equipamento utilizado). Neste segundo método, há o emprego de um equipamento denominado máquina tuneladora, que normalmente recebe o nome de TBM (*Tunnel Boring Machine*), conforme a Figura 3.1. Embora os dois métodos sejam distintos, a execução de um túnel pode se apropriar de uma combinação deles. No entanto, o uso da máquina tuneladora será o método escolhido como objeto de estudo do presente trabalho. Está em andamento, sob orientação do Professor Marcos A. M. Noronha, o desenvolvimento de uma máquina tuneladora a ser empregada no Brasil e em outros países com situações econômicas semelhantes (Noronha et al., 2010). Esta máquina, que levará o nome BraBo (*Brazilian Borer*), será o objeto de maior atenção nas análises mais adiante.

Figura 3.1 – Máquina Tunneladora TBM



Fonte: Tunnel Talk, 2013

3.1. Critérios de Escavabilidade

Ao optar entre os métodos de escavação, é necessário que sejam avaliados os critérios de escavabilidade. Entende-se por escavabilidade de um maciço rochoso a sua capacidade de resistência à ação proporcionada pelos equipamentos de escavação, tanto os mecânicos como os explosivos (Bastos, 1998). Há diversos critérios de classificação dos maciços rochosos, uns mais simples e outros que avaliam um conjunto mais complexo de fatores e propriedades da rocha. No entanto, pode-se dizer que as características principais do maciço rochoso que influenciam a escavação são a capacidade de resistência da rocha e a presença de descontinuidades (falhas, fissuras, etc.). Os parâmetros utilizados pelos diversos autores tendem a refletir estas duas características do maciço, incorporando fatores como a resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, resistência à tração, número de Schmidt, velocidade das ondas sísmicas, dureza, grau de alteração, grau de abrasividade, espaçamento de diaclases, RQD (*Rock Quality Designation*), RMR (*Rock Mass Rating*), parâmetros do sistema de classificação Q de Barton, continuidade, orientação e preenchimento de diaclases, possança média dos estratos, tamanho de blocos, etc. (Bastos, 1998). A Tabela 3.1 apresenta os diversos critérios de

escavabilidade indicados por Bastos (1998), segundo o qual se destacam como mais apropriados e utilizados na classificação de maciços rochosos para fins de escavação de um túnel os de Franklin (1971) e de Kirsten (1982).

Tabela 3.1 – Critérios de escavabilidade e seus respectivos parâmetros

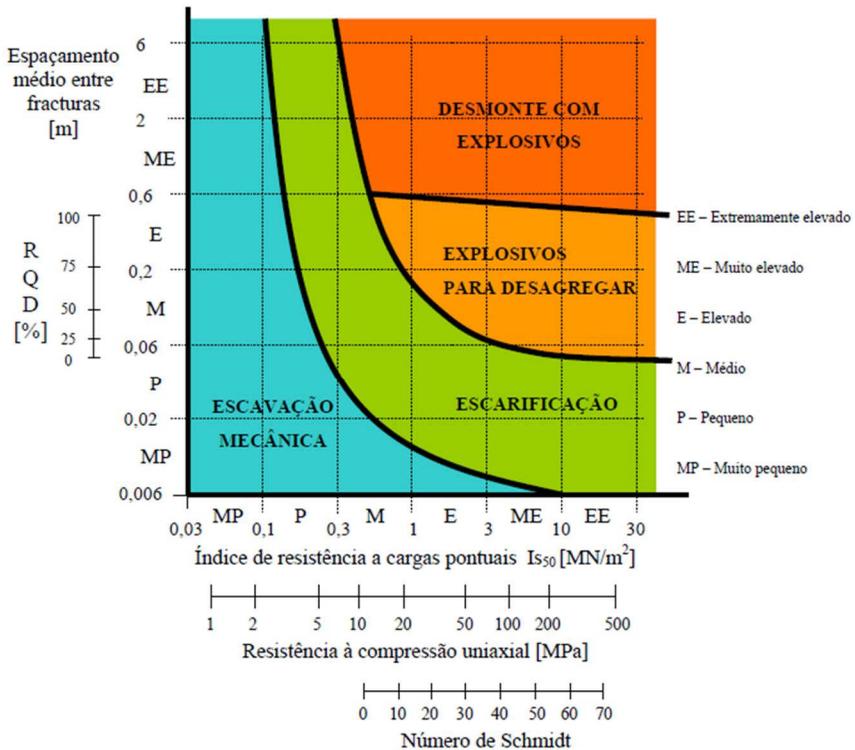
CRITÉRIOS DE ESCAVABILIDADE	PARÂMETROS
Franklin (1971)	I_{S50} (índice de resistência à carga pontual), espaçamento médio entre fracturas, resistência à compressão simples, número de Schmidt, RQD
Weaver (1975)	Velocidade sísmica, dureza, grau de alteração e o espaçamento, continuidade, preenchimento e orientação de diaclases
Atkinson (1977)	Resistência à compressão simples
Romana (1981)	Resistência à compressão uniaxial, RQD, J_n e J_r do sistema de classificação Q de Barton, posição relativa dos blocos, alteração de diaclases
Abdullatif e Cruden (1983)	RMR
Scoble e Muftuoglu (1984)	Grau de alteração, resistência à compressão uniaxial, resistência à carga pontual, espaçamento de diaclases, possança média da estratificação
Hadjigiorgiou e Scoble (1988)	Resistência à carga pontual, tamanho de blocos, grau de alteração, disposição estrutural relativa
Singh (1989)	Resistência à tração, grau de alteração, grau de abrasividade, espaçamento de diaclases

Fonte: Adaptado de Bastos, 1998

Conforme cita a Tabela 3.1, o método de Franklin et al. (1971) consiste na obtenção de dois parâmetros principais, sendo estes o I_{S50} (índice de resistência à carga pontual) e o espaçamento médio entre fraturas. Tais parâmetros podem ser obtidos por sondagem. A aplicação do critério de escavabilidade pode ser visualizado com maior detalhe na Figura 3.2. Nela é apresentado um gráfico com as relações entre os dois parâmetros utilizados para o critério, onde encontram-se delimitadas as regiões que correspondem aos métodos de escavação mais adequados na

construção do túnel. Para baixos valores de Is_{50} e de espaçamento entre fraturas conclui-se que a escavação mecânica é o método mais apropriado, ao passo que para altos valores destes parâmetros torna-se mais apropriado o desmonte com explosivos. Para valores médios a figura apresenta outros dois métodos, o de escarificação e o com explosivos para desagregar. Esta classificação, devido à data da sua concepção (1971), possui atualmente algumas imprecisões. Tais imprecisões derivam do fato de que as tecnologias e capacidades dos equipamentos têm tido uma evolução constante, como exemplo os modernos equipamentos hidráulicos, bastante potentes, que ampliam as áreas de escavação mecânica e escarificação para o interior das regiões de desmonte com explosivo (Bastos, 1998).

Figura 3.2 – Gráfico representativo dos parâmetros para o critério de Franklin



Fonte: Bastos, 1998

O critério de Kirsten (1982), por sua vez, baseia-se no índice de escavabilidade, representado por N . Este índice é expresso pela equação (Bastos, 1998):

$$N = M_s \cdot (RQD/J_n) \cdot J_s \cdot (J_r/J_a)$$

onde M_s = Resistência à compressão simples da rocha (MPa);
 RQD = *Rock Quality Designation* (designação da qualidade da rocha, %);

J_n, J_r = Fator de descontinuidade, fator de rugosidade de descontinuidades (parâmetros do sistema de classificação Q de Barton);

J_s = Disposição relativa dos blocos inclinados segundo a direção de extração ($J_s = 1$, para material intacto);

J_a = Grau de alteração das diaclases.

Uma vez definidos os valores de N , a Tabela 3.2 fornece os intervalos de acordo com a facilidade de ripagem:

Tabela 3.2 – Intervalos para N de acordo com a facilidade de ripagem

$1 < N < 10$	Facilmente ripável
$10 < N < 100$	Ripagem difícil
$100 < N < 1000$	Ripagem muito difícil
$1000 < N < 10000$	Ripagem extremamente difícil
$N > 10000$	Explosivos

Fonte: Bastos, 1998

3.2. Método Convencional

O método convencional de escavação geralmente consiste na escavação parcial da face do túnel. Geralmente recebe o nome de acordo com seu país de origem. Logo, há diversos métodos de escavação, entre os quais o Método Inglês, o Método Alemão, o Método Austríaco, o Método Americano, etc. O Método Austríaco é o mais utilizado. É necessário, porém, distinguir o Método Austríaco entre o antigo e o novo. O novo, que recebe o nome de *New Austrian Tunnelling Method* (NATM), é o que predomina entre os métodos convencionais. Foi desenvolvido na Áustria entre 1957 e 1965. Segundo Kolymbas (2005), o NATM caracterizou-se pelo emprego de estimativas que não eram

aplicáveis antes do desenvolvimento das técnicas de concreto projetado e monitoramento da rocha. Nele, deve-se manter o assentamento do terreno dentro de dimensões controladas, ou seja, pequeno o suficiente para que não haja perdas significativas nos valores de resistência do maciço. Com isso, o revestimento perde a necessidade de possuir espessura e rigidez muito elevadas, para que melhor possa confinar à rocha. Pode-se dizer que o NATM visa aproveitar a resistência própria dos terrenos, beneficiada pela aplicação do suporte inicial (Bastos, 1998).

O NATM é indicado em casos em que as condições geológico-geotécnicas são muito variáveis, pois este método apresenta grande flexibilidade, podendo ser utilizados vários tipos de maquinário sem aumento significativo de custos (Castro, 2013). O método pode ser empregado por desmorte mecânico bem como por desmorte por explosivos. O desmorte mecânico se dá por escavação parcial (Figura 3.4). A escolha do método de desmorte é crucial para a qualidade e duração da obra. O maquinário utilizado para realização do desmorte mecânico no método NATM é do tipo convencional (vide Figura 3.3), usado corriqueiramente em obras comuns, tais como escavadeira, retroescavadeiras, fresas, roçadoras e martelos hidráulicos (Castro, 2013).

Figura 3.3 – Desmorte mecânico



Fonte: Atlascopco, 2012

O desmorte por explosivos é indicado em casos de alta resistência mecânica da rocha. A desagregação da rocha se dá pela energia liberada pelo explosivo. Devido a tal, ocorrem fenômenos que causam danos ao maciço. Tais fenômenos consistem na sobreescavação ou sobrefraturação da rocha. Tais danos devem ser dimensionados para que sua ocorrência se dê dentro de limites aceitáveis.

Figura 3.4 – Seção de um túnel durante escavação parcial



Fonte: Tunnels and Tunnelling, 2013

3.3. Máquina Tunneladora

Uma máquina tunneladora é um equipamento destinado à execução de um túnel de seção circular cujo raio de curvatura seja superior a 40m. Segundo Kolymbas (2005), o raio de curvatura mínimo necessário para tunneladoras dotadas de equipamento posterior auxiliar pode chegar até 450m. A tunneladora executa duas funções principais na construção de um túnel: a escavação e a contenção. Ou seja, o mecanismo que caracteriza a tunneladora é desenvolvido em função das etapas de avanço da frente de escavação e de estabilização do maciço ou solo com estruturas de suporte. As máquinas tunneladoras, embora possam ser subdivididas em categorias específicas, possuem sistemas em comum que as caracterizam como tunneladoras. Maidl et al. (2008) os

enumera em quatro: o de perfuração, o de acoplamento e impulso, o de remoção de material escavado e o de suporte. A Figura 3.5 ilustra estes 4 sistemas (*System groups of a tunnel boring machine*), sendo o sistema de perfuração indicado como o número 1 (*Boring system*), o sistema de acoplamento e impulso indicado como número 2 (*Thrust and clamping system*), o sistema de remoção de material escavado como número 3 (*Muck removal system*) e o sistema de suporte como número 4 (*Support system*). O sistema de perfuração (1) indica ulteriormente na figura o equipamento do sistema, composto por discos de corte (*disc cutters*) e pela cabeça de corte (*cutterhead*). Os equipamentos indicados pelo sistema de acoplamento e impulso (2) são os cilindros hidráulicos (*thrust cylinders*), as sapatas de acoplamento (*gripper shoes*), o suporte traseiro (*rear support*) e a sapata de suporte frontal (*invert shoe/front support*). Os equipamentos indicados pelo sistema de remoção do material (3) são a câmara da cabeça giratória (*buckets*), que por sua vez transportam o material para a esteira de transporte (*conveyors*). Por fim, os equipamentos indicados pelo sistema de suporte (4) são o escudo (*shield*), o equipamento de perfuração (*drilling rig*) e a sapata de manobra lateral (*side steering shoe*).

Figura 3.5 – Os quatro sistemas que compõem a TBM

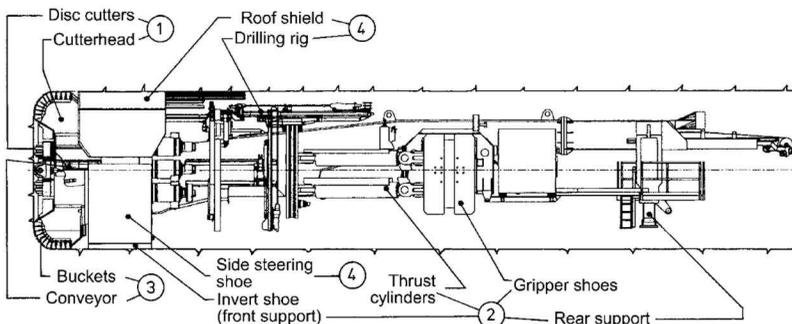


Figure 2-1

System groups of a tunnel boring machine

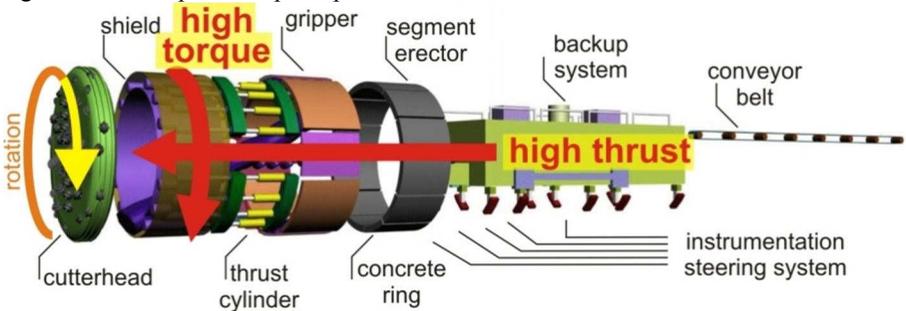
- ① Boring system
- ② Thrust and clamping system
- ③ Muck removal system
- ④ Support system

Fonte: Maidl et al., 2008

Noronha et al. (2010), por sua vez, os enumera em seis, que serão os sistemas abordados neste texto. O primeiro chama-se cabeça de corte, que é constituído de um disco giratório de seção circular no qual

são inseridas ferramentas escavação (Figura 3.7). No caso da escavação feita em solo, as ferramentas são de escarificação, ao passo que na rocha as ferramentas consistem em discos de corte encarregados de fissurar e fragmentar o maciço rochoso. Segundo Zhao (2006), o processo de escavação em rocha pode ser dividido em duas partes: entalhamento e despedaçamento. O segundo sistema é o responsável pelo suporte imediato logo atrás da cabeça de escavação, e consiste de uma espessa chapa metálica em forma de um cilindro circular, denominado *shield*, ou seja, escudo ou couraça (Noronha et al., 2010). O segundo sistema serve também de abrigo para motores e equipamentos hidráulicos da tuneladora. O equipamento hidráulico da tuneladora é responsável pelo avanço da frente de escavação. Após o suporte imediato, é necessária a aplicação do suporte permanente do maciço. Tal suporte pode ser composto de cambotas metálicas, concreto projetado, concreto pré-moldado, tirantes, ancoragens, etc. O mecanismo de instalação do sistema de suporte, seja qual for, é o que compõe o terceiro sistema básico da máquina. Normalmente, logo após a execução de um segmento de contenção da terra, este servirá de apoio para os cilindros hidráulicos, que por sua vez exercerão pressão ortogonal à frente de escavação, permitindo seu avanço ao longo do traçado do túnel. A Figura 3.6 ilustra os 6 sistemas descritos por Noronha et al., 2012 e suas respectivas ferramentas de funcionamento: a cabeça de corte (*cutterhead*), o escudo (*shield*), os cilindros hidráulicos (*thrust cylinder*), as sapatas de acoplamento (*gripper*), o anel de concreto (*concrete ring*), o equipamento de montagem do segmento de revestimento (*segment erector*), o sistema de back-up (*backup system*), a esteira de transporte (*conveyor belt*) e, por último, o sistema de controle do equipamento (*instrumentation steering system*). A figura indica também as grandezas físicas envolvidas: a rotação (*rotation*), o torque (*high torque*) e o impulso (*high thrust*).

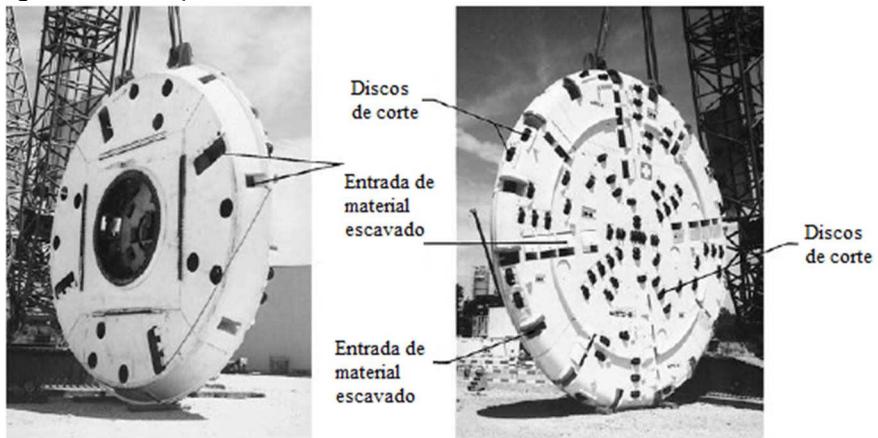
Figura 3.6 – Componentes principais de uma TBM



Fonte: Noronha et al., 2012

O quarto sistema consiste na remoção e no transporte dos detritos da escavação em direção externa ao túnel. A remoção do detrito da frente de escavação normalmente consiste em um trado-sem-fim no interior da máquina encarregada de transportar o material a uma esteira de transporte ao longo da extensão do túnel escavado. Segundo Gertsch et al. (2000), se o detrito for de maciço rochoso (*muck*), sua aplicabilidade a outras obras de construção é de qualidade aproveitável.

Figura 3.7 – Cabeça de corte de uma TBM



Fonte: Adaptado de Maidl et al., 2008

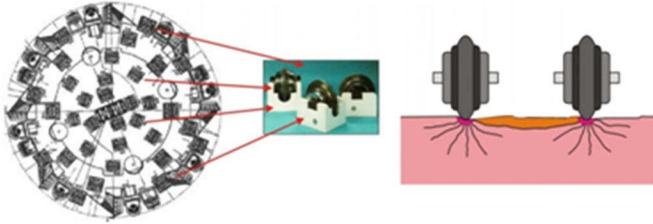
A tuneladora possui ademais um conjunto de instrumentos destinados a medições de controle, pois frequentemente é necessária a coleta de

dados (por exemplo propriedades do solo ou da rocha) para a definição de parâmetros potencialmente influentes no avanço da frente de escavação. Este conjunto de instrumentos é o que compõe o quinto sistema da tuneladora. Por fim, o sexto sistema abriga todos os elementos auxiliares para o funcionamento geral da máquina, como dispositivos elétricos, hidráulicos, armazenamento e distribuição de insumos, resfriamento, lubrificação, etc. (Noronha et al., 2010).

3.3.1. Mecanismo da Máquina Tuneladora

Conforme mencionado anteriormente, o *shield* (escudo) é uma estrutura tubular de seção circular que possui um disco giratório em sua face dianteira, denominado cabeça de corte (*cutterhead*), que por sua vez dispõe de um arranjo de equipamentos de perfuração do solo ou maciço (Figura 3.8). Tal disco pode também possuir equipamentos de funções secundárias, como dispositivos de medições por sondagem, entre outros. Os equipamentos de perfuração variam de acordo com o tipo de terra a ser escavada. No caso de solo, são geralmente empregados cinzéis ou outras ferramentas de escarificação, ao passo que no caso de maciço rochoso são usados discos de corte. O arranjo dos discos é feito de modo que seu contato com a rocha percorra trajetórias concêntricas durante o giro da *cutterhead* (Maidl et al., 2008). À medida que a *cutterhead* é pressionada contra a face de escavação, a lâmina dos discos de corte exerce uma pressão sobre a rocha que supera sua resistência à compressão, provocando assim rupturas locais na rocha. O giro da cabeça de corte dá continuidade a este processo, de modo que a pressão do escudo e a resistência da rocha são equilibradas. Tal processo recebe o nome de *net penetration* (penetração líquida). As rupturas locais geram lascas de rocha que, uma vez desvinculadas do maciço, serão passadas ao sistema de remoção enquanto a tuneladora progride em sua perfuração. Durante tal processo, segundo Maidl et al. (2008), os discos afetam pouco o maciço ao redor da face de escavação. A *cutterhead* está sujeita a manutenção (e.g. reposição dos discos de corte) dentro do período de construção do túnel.

Figura 3.8 – Discos de corte e sua atuação na rocha

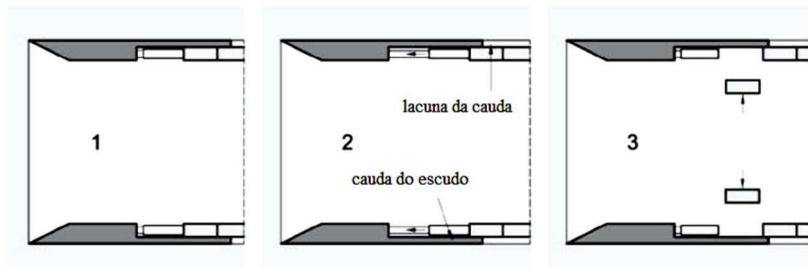


Fonte: Adaptado de Noronha et al. (2012)

O avanço do escudo dá-se pelo emprego de cilindros hidráulicos (*jacks*), que são geralmente apoiados na estrutura de suporte executada, normalmente constituída de aduelas de concreto armado (*lining*). Segundo Kolymbas (2005), os cilindros da tuneladora possuem alcance que varia entre 0,8 e 1,5 metros, operam com pressões até 400 bar e podem aplicar forças de até 3 MN. Segundo Maidl et al. (2008), o alcance de um cilíndrico usual chega ao valor de 2 metros. Os cilindros podem servir também de guias para a TBM. Basta que os cilindros apliquem pressões de valores diferentes simultaneamente, de modo a gerar a mudança de direção desejada. Para tal, deve ser respeitada uma dada relação entre o comprimento e o diâmetro do escudo. Kolymbas (2005) sugere que a razão a ser respeitada seja de $L < 0,8D$ e que o diâmetro da seção escavada seja aproximadamente 25mm superior ao diâmetro externo do escudo. O avanço de cada cilindro hidráulico é feito sob proteção de uma fração posterior do escudo chamada *shield tail* (cauda do escudo), que é encarregada de conter o maciço/solo temporariamente até a instalação da aduela de suporte. Ao término do avanço do conjunto de cilindros hidráulicos, estes são retraídos para dar espaço à instalação da aduela que por sua vez servirá de suporte ulterior aos cilindros para permitir a nova etapa de avançamento. As aduelas são posicionadas apoiando-se na cauda do escudo e alinhadas ao segmento anteriormente executado, conforme a Figura 3.9. Cada aduela possui orifícios pelos quais passarão as injeções de graute para preencher o vazio que a cauda deixa entre a estrutura de contenção e o maciço/solo. A etapa de avançamento da frente pela pressão dos cilindros requer bastante cautela, pois excessos na pressão podem acarretar danos às estruturas de contenção (Kolymbas, 2005). Providências devem ser tomadas para que não haja desestabilização do maciço/solo rente à frente de escavação. Geralmente é empregado o uso de painéis frontais

de sustentação. Dependendo do tipo do maciço/solo, o próprio disco (*cutterhead*) pode servir de suporte.

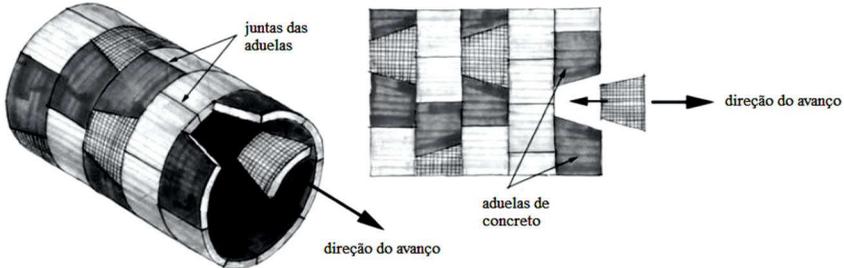
Figura 3.9 – Processo de revestimento do túnel por uma TBM por aduelas de concreto



Fonte: Adaptado de Kolymbas (2005)

A estrutura de suporte da terra é composta de um alinhamento de aduelas de concreto armado (ou aço) pré-moldado. Segundo Kolymbas (2005), seus comprimentos secantes podem atingir 2,2 m e suas larguras variam entre 0,6 m e 2,0 m. Um conjunto de aduelas justapostas lateralmente forma um anel, que por sua vez será posicionado longitudinalmente junto a outros anéis do mesmo gênero, formando assim uma sequência tubular de anéis, conforme a Figura 3.10. A própria tuneladora possui dentro do escudo um mecanismo destinado ao posicionamento a vácuo das aduelas de concreto. Deve-se frisar que, embora o emprego de aduelas de concreto seja o estilo de suporte mais utilizado, outros podem ser empregados também, entre eles o concreto projetado. No processo de escavação, deverão ser tomadas precauções contra deslizamento do maciço no caso da tuneladora atravessar uma *fault zone* (zona de falha). Em casos como este, pode ocorrer que o tempo de auto-suporte do maciço seja inferior ao tempo de avanço da frente de escavação. Segundo Maidl et al. (2008), há diversos métodos para prevenir possíveis acidentes decorrentes de tais situações, como o emprego de tirantes, estacas ou inclusive congelamento da região da *cutterhead*, que estabiliza o maciço o bastante para que o avanço da TBM seja permitido.

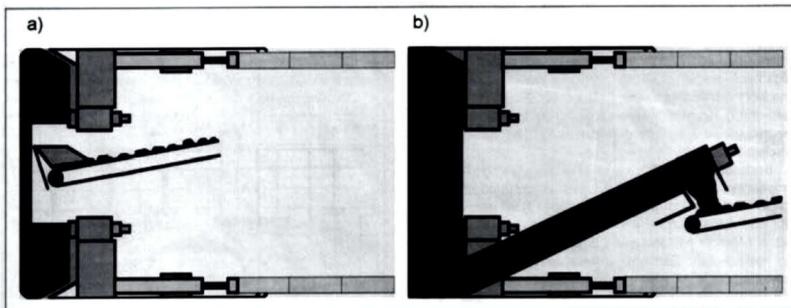
Figura 3.10 – Disposição geométrica das aduelas de concreto para revestimento de um túnel



Fonte: Adaptado de Kolymbas (2005)

Além das funções de perfuração e sustentação, é necessária a remoção do material escavado, conforme mencionado anteriormente. O processo de *mucking* constitui primordialmente em um trado-sem-fim (em forma de hélice contínua) que, com uma extremidade localizada no perímetro da *cutterhead*, carrega o material escavado à outra extremidade, que deposita o material em um sistema de transporte (geralmente constituído de esteiras) encarregado de retirar o material. Para melhor visualização do sistema de remoção do material, dispõe-se da Figura 3.11. Maidl et al. (2008) alerta de possíveis problemas da remoção decorrentes de fatores como a granulometria do material escavado ou infiltração de água. Logo, deve haver precauções contra problemas de tal origem, podendo ser resolvidos pelo emprego de *injection* (injeção) ou congelamento.

Figura 3.11 – Sistema de remoção do material escavado da frente de escavação

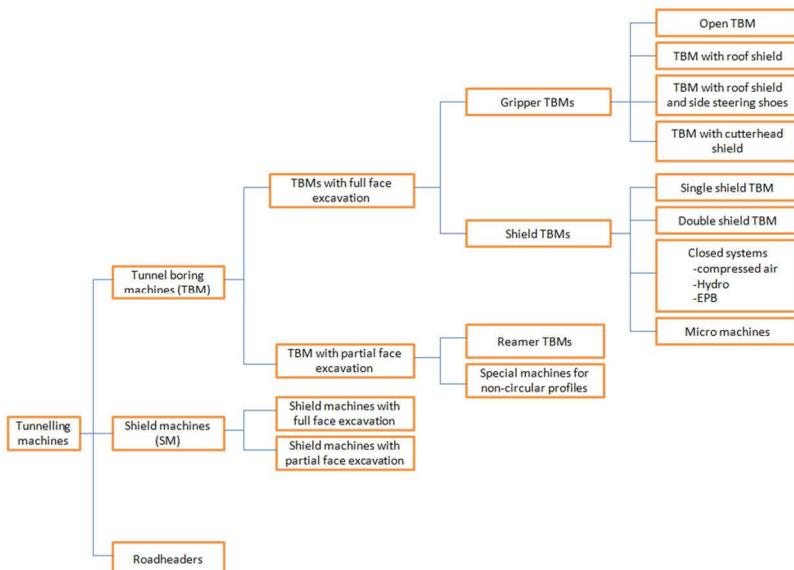


Fonte: Kolymbas, 2005

3.3.2. Tipos de Tuneladoras

O diagrama da Figura 3.12 ilustra os diversos tipos de máquinas tuneladoras da atualidade, de acordo com Maidl et al. (2008). O presente texto não tratará de todos os tipos, mas dos que mais merecem destaque. Segundo o diagrama, a primeira subcategorização de máquinas tuneladoras divide-se em três, a das *Tunnel Boring Machines* (TBM), a das *Shield machines* (SM) e a das *Roadheaders*. As TBMs por sua vez podem ser subdivididas em *TBMs with full face excavation* (TBMs com escavação de face completa) e *TBMs with partial face excavation* (TBMs com escavação de face parcial). As TBMs com escavação de face completa são novamente subdivididas em dois tipos, as *Gripper TBMs* (TBMs dotadas de sapatas laterais) e as *Shield TBMs* (TBMs dotadas de escudos). O presente texto tratará destes dois tipos de TBMs com escavação de face completa, dando maior ênfase nas tuneladoras em *Shield*.

Figura 3.12 – Subcategorização dos diversos tipos de máquinas tuneladoras

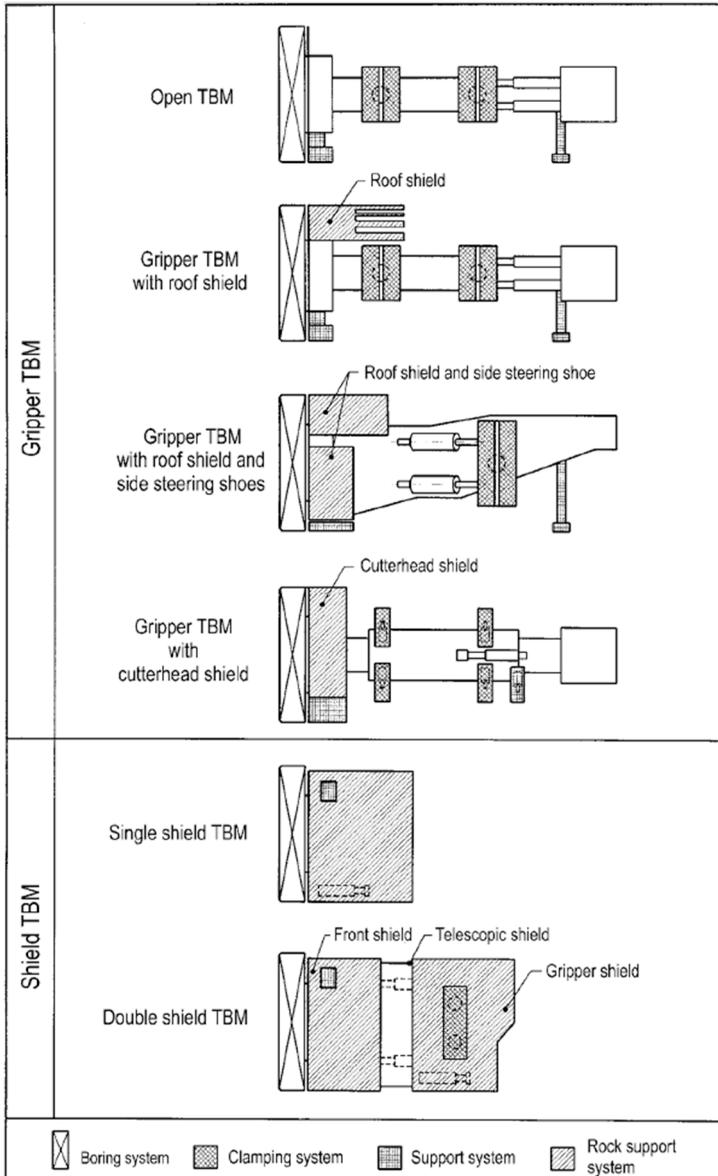


Fonte: Maidl et al., 2008

A Figura 3.13 oferece detalhes mais ilustrativos diferenciando os principais tipos de *Gripper TBMs* e *Shield TBMs*. Nota-se a

existência de quatro tipos de *Gripper TBMs*, entre as quais a *Open TBM* (aberta), a *Gripper TBM with roof shield* (com cobertura em escudo), a *Gripper TBM with roof shield and side steering shoes* (com cobertura em escudo e sapata para manuseamento) e a *Gripper TBM with cutterhead shield* (com escudo para a face de escavação). Nota-se, por fim, a divisão das *Shield TBMs* em duas categorias, a *Single shield TBM* (de escudo simples) e a *Double shield TBM* (de escudo duplo). Abaixo serão explicadas brevemente as *Gripper TBMs* e mais detalhadamente as *Shield TBMs*, destacando a *Single shield TBM*, a *Double shield TBM* e a *Earth Pressure Balance (EPB)*.

Figura 3.13 – Subdivisão das tuneladoras em *Gripper* e das tuneladoras em *Shield*

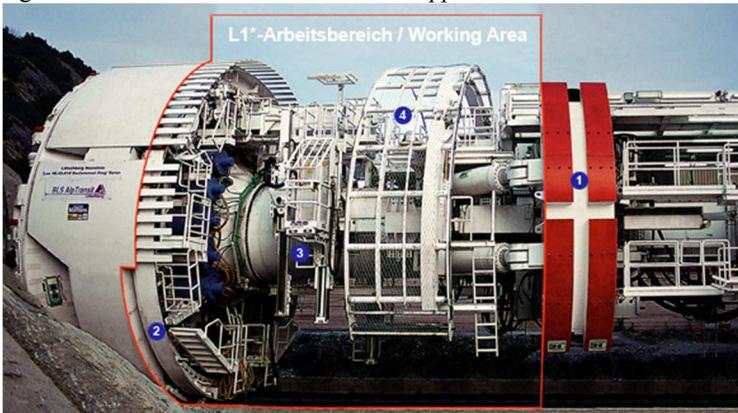


Fonte: Maidl et al., 2008

3.3.2.1. Gripper TBM

A *Gripper TBM*, segundo Maidl et al. (2008), é considerada a forma clássica de uma máquina TBM. É também denominada *open TBM* (TBM aberta), por possuir proteção apenas na região da frente de escavação, e não por sua extensão completa. Devido a esta característica, seu uso é geralmente empregado em maciços rochosos de alta resistência, onde o tempo de auto-sustentação é médio ou alto. Esta TBM caracteriza-se pelo uso de sapatas laterais (originalmente denominadas *grippers*), posicionadas radialmente na lateral da máquina, que são encarregadas de travar a máquina contra o maciço rochoso e assim servir de apoio para que a frente de escavação possa avançar. O fato dos *grippers* serem apoiados diretamente na rocha é outro motivo da importância da resistência desta. Caso a rocha for de baixa resistência ou tiver altos índices de descontinuidade, a máquina, além de não poder avançar, corre riscos de sofrer grandes prejuízos, custos extremamente elevados, e até mesmo sua perda (Castro, 2013). A Figura 3.14 ilustra os aspectos de uma *Gripper TBM*, onde evidencia-se o posicionamento das sapatas responsáveis pelo apoio da máquina.

Figura 3.14 – Área de trabalho de uma *Gripper TBM*



Fonte: Herrenknecht, 2013

O sistema de funcionamento da *Gripper TBM* é dito descontínuo, pois a sequência de escavação ocorre com o deslocamento da tuneladora ao longo do túnel separadamente ao corte da frente de escavação (Castro, 2013). Os *grippers*, conforme mencionado acima, apoiam-se diretamente no maciço rochoso. Estes, por meio de cilindros

hidráulicos, exercem pressão radial contra a rocha, servindo de travamento para a máquina (Figura 3.15). Por meio de outro conjunto de cilindros hidráulicos, que desta vez exercem pressão longitudinal à tuneladora, dá-se o avanço da frente de escavação. Os demais sistemas da tuneladora, tais como instalações, controle operacional, equipe de profissionais envolvidos, etc., encontram-se na denominada área de *back-up* da tuneladora (Castro, 2013).

Figura 3.15 – Mecanismo de apoio da Gripper TBM contra a parede do maciço



Fonte: Marti Holding AG

3.3.2.2. *Shielded TBM*

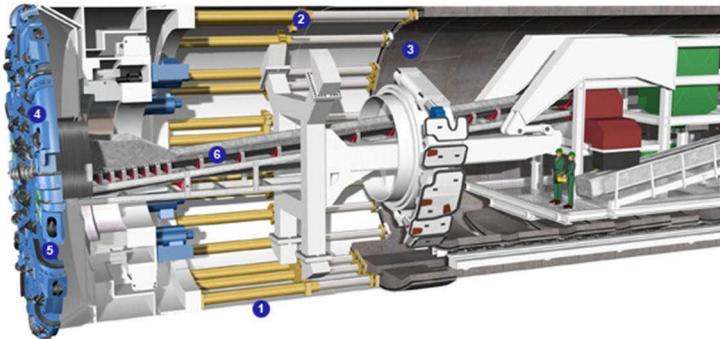
A *Shielded TBM* é assim denominada por ter sua área *back-up* protegida por um escudo metálico. Conforme assinalado acima, existem dois tipos, a *Single shield TBM* e a *Double shield* ou *telescopic shield TBM*.

3.3.2.2.1. *Single shield TBM*

Segundo Maidl et al. (2008), a *Single shield TBM* é geralmente utilizada em rocha fraturada e em rocha dura com curto tempo de auto-sustentação. Seus sistemas de escavação, de remoção e *back-up* não diferem em grande grau dos da Gripper TBM. A diferença deste tipo de tuneladora está na presença de um sistema de proteção (*shield*) dos equipamentos internos e trabalhadores contra possíveis quedas de blocos de rocha, que também serve de suporte temporário do maciço ou solo

(Figura 3.16). Este escudo estende-se da *cutterhead* (cabeça de corte) por toda a máquina até o *shield tail* (calda do escudo), sob o qual são executadas as instalações do sistema de contenção permanente do maciço/solo. O escudo possui diâmetro inferior ao diâmetro do túnel para permitir a dissipação de energia do maciço rochoso por meio de deformações, além de evitar a parada da tuneladora (Castro, 2013). No caso do sistema de contenção permanente ser o de aduelas de concreto, que atualmente é o mais utilizado, a instalação poderá ser feita por *single shell construction* (construção em casca única) ou por *double shell lining* (contenção em casca dupla). A construção em casca única consiste na instalação das aduelas diretamente como contenção final, ao passo que a construção em casca dupla consiste na instalação temporária das aduelas para posterior adição *in-situ* de uma capa interna de concreto (Maidl et al., 2008).

Figura 3.16 –*Single Shield TBM* vista por dentro

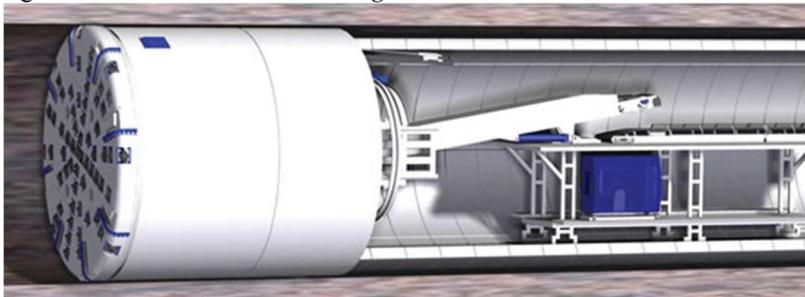


Fonte: Herrencknecht, 2013

A aplicabilidade de tuneladoras com sistema de deslocamento único baseado em *grippers* é inviável nos maciços rochosos brandos, pois estes não possuem resistência compatível necessária a fim de dar reação para o movimento da máquina (Castro, 2013). Portanto, é necessário outro mecanismo de deslocamento para a tuneladora, sendo esta a segunda característica importante que diferencia a *Shield TBM* da *Gripper TBM*. Ao passo que na *Gripper TBM* o avanço da frente de escavação se dá pelo auxílio dos *grippers*, na *Shielded TBM* se dá pelo apoio dos cilindros hidráulicos diretamente nos segmentos de contenção existentes. O sistema de impulsionamento da *Single Shield* é baseado em cilindros hidráulicos ligados à cabeça de corte, os quais utilizam o sistema de suporte instalado na seção anterior para impulsionar a

máquina (Castro, 2013). A Figura 3.17 ilustra como é vista por fora uma *Single Shield TBM*.

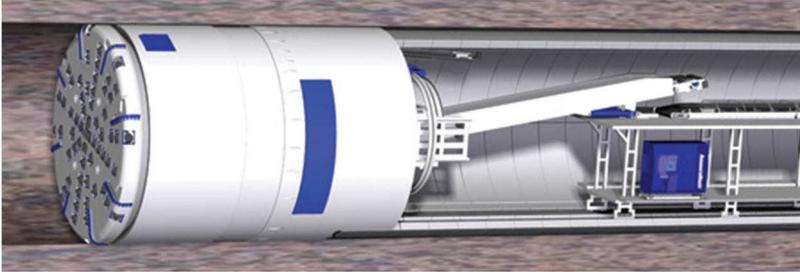
Figura 3.17 – Vista do escudo da *Single Shield TBM*



Fonte: The Robbins Company, 2013

3.3.2.2.1. *Double shield (telescopic shield) TBM*

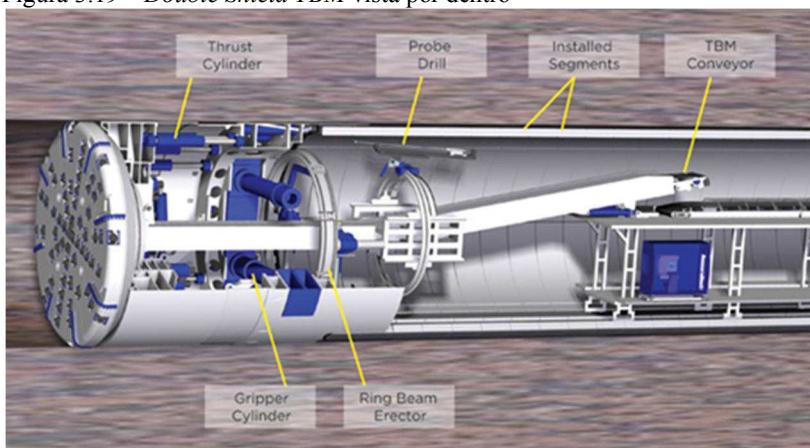
A *Double shield TBM* caracteriza-se pela presença do escudo duplo (por isso, também pode ser referida como tuneladora de escudo telescópico). Tem em comum com a *Single shield TBM* sua aplicabilidade em rochas de curto tempo de auto-sustentação. Entre as tuneladoras em rocha, é a que possui a maior faixa de aplicabilidade em maciços rochosos. As duas tuneladoras, ademais, se diferem na estrutura da couraça. Ao passo que a *Single shield* possui um escudo apenas e se move exclusivamente pelo impulso dos cilindros hidráulicos sobre os segmentos de suporte já instalados, a *Double shield* pode avançar também pelo emprego de *grippers*. Neste caso, os grippers constituem o *gripper shield* (escudo principal), que está ligado ao escudo frontal por sua vez ligado à cabeça de corte. Os dois escudos são conectados por meio de cilindros telescópicos, responsáveis pela propulsão do escudo frontal, o qual avança, de forma independente, a cabeça de corte em relação ao corpo da tuneladora (Castro, 2013). A Figura 3.18 ilustra a vista exterior de uma *Double Shield TBM*.

Figura 3.18 – Vista do escudo da *Double Shield TBM*

Fonte: The Robbins Company, 2013

Devido ao sistema híbrido de deslocamento, a *Double shield* é de aplicabilidade vantajosa em meios heterogêneos. Em locais onde as propriedades geomecânicas do meio escavado são de alta resistência, o avanço da frente escavadora é feito com o emprego dos *grippers*. A figura 3.19 ilustra com maior detalhe os dois sistemas de deslocamento da tuneladora. Os grippers, em contato com a rocha, são pressionados contra estas por meio de cilindros hidráulicos (na figura 3.19 indicados pelo termo *gripper cylinder*) posicionados transversalmente à seção do túnel. Com isto, os cilindros da cabeça de corte (na figura 3.19 indicados como *Thrust Cylinders*) impulsionam-se sobre o escudo primário, assim gerando o movimento da cabeça de corte e seu escudo, que desliza pelo cilindro telescópico. Nas zonas de baixa resistência, os *grippers* são inativados, fazendo assim com que, pelo impulso dos *thrust cylinders*, o escudo secundário exerça sua pressão por contato ao segmento de conecção instalado. Deste modo, o avanço da frente de escavação é feita por mecanismo análogo ao da *Single shield*.

Figura 3.19 – *Double Shield TBM* vista por dentro



Fonte: The Robbins Company, 2013

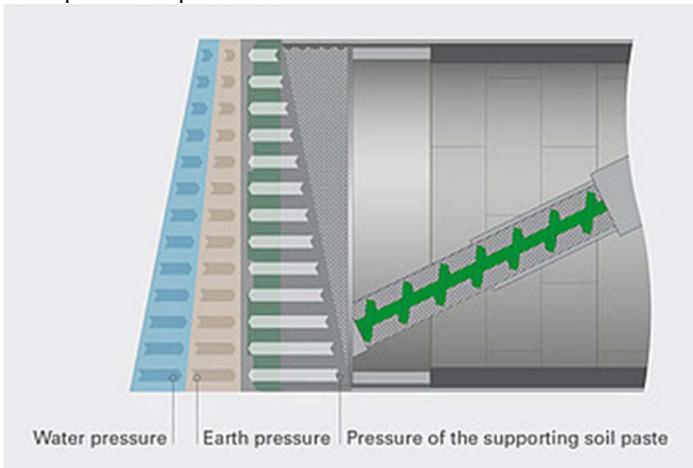
Devido ao mecanismo de locomoção desta tuneladora, a instalação dos segmentos de contenção só pode ser feita pela construção em casca única (*single shell*). Segundo Maidl et al. (2008), a principal desvantagem do uso da *Double shield* é o risco de travamento por queda de rocha fraturada de alta resistência, pois esta pode entrar no cilindro telescópico.

3.3.2.3. *EPB (Earth Pressure Balance) TBM*

A EPB é uma subcategoria das *Single shield TBMs*. São as tuneladoras de escudo único aplicadas em maciços de baixa resistência (onde a capacidade de suporte é baixa) ou em solos (onde a capacidade de suporte é baixa ou até nula). Sua aplicação é altamente recomendável em meios com notável presença de água subterrânea. Logo, seu mecanismo de escavação é feito de modo diferente do das outras tuneladoras, embora o mecanismo de contenção seja semelhante. Sua principal característica é a presença de um sistema de pressurização que deverá equilibrar uma combinação de esforços, mantendo a cabeça de corte estável. O sistema de pressurização funciona conforme ilustra a figura 3.19 a seguir. O solo e a água exercem pressão hidrostática sobre a cabeça de corte da tuneladora. Esta, mediante seus equipamentos de escarificação, permite o acúmulo na parte interna de sua face escavadora o material escavado à medida que avança (a tuneladora é dotada de aberturas em sua cabeça de corte que permitem a passagem do solo

escavado para o seu interior). O terreno escavado, devidamente misturado com os agentes de condicionamento, entra na câmara de escavação num estado plastificado (Camposinhos, 2008). Com o acúmulo do material escavado no interior da câmara, surge uma pressão hidrostática que entra em equilíbrio com a pressão da água e a do solo. As pressões são indicadas na Figura 3.20 como *Water pressure* (pressão da água), *Earth pressure* (pressão do solo) e *Pressure of the supporting soil paste* (Pressão da pasta de solo).

Figura 3.20 – Pressões que atuam na *EPB Shield*: pressão da água, pressão do solo e pressão da pasta de solo



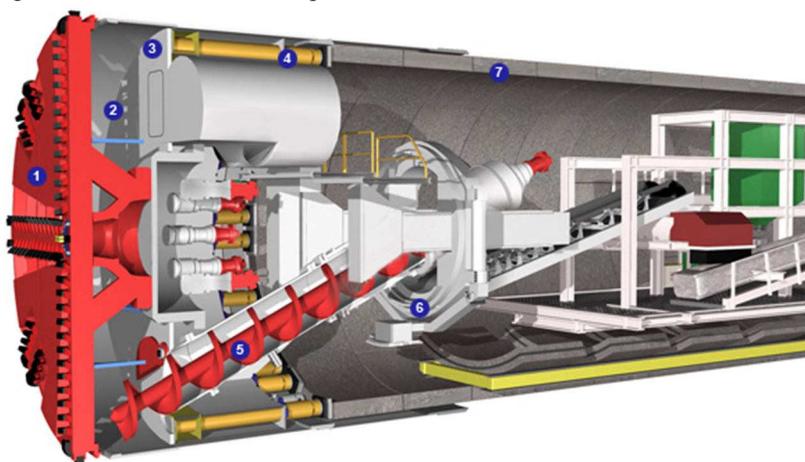
Fonte: Herrenknecht, 2013

Em caso de solo arenoso ou pedregulhoso, a escavação pode também ser feita pelo emprego de aditivos (Castro, 2013). A remoção do material escavado é, assim como nas tuneladoras supracitadas, geralmente feita por meio de um trado-sem-fim. Para o correto funcionamento de uma tuneladora EPB é essencial que o terreno escavado forme uma “pasta” impermeável, capaz de ser extraída facilmente pelo trado e que permita uma correta transmissão e ajuste da pressão na frente (Camposinhos, 2008). A câmara de escavação é ligada a um conjunto de cilindros hidráulicos responsáveis pela pressurização. Estes estão, por sua vez, apoiados no revestimento, posicionados longitudinalmente em relação ao túnel, conforme a figura 3.21. O impulso destes cilindros, combinado com a remoção controlada do material escavado, serve para regular a pressão no interior da câmara. É

de suma importância que esta pressão seja regulada, como precaução contra possíveis recalques do terreno. Ao término de cada ciclo de avanço da tuneladora, o processo de revestimento é então feito de maneira análoga à das anteriores, geralmente com o emprego de aduelas de concreto sob proteção do escudo e posterior enchimento em argamassa do espaço gerado pela cauda do escudo entre as aduelas e o terreno.

Devido ao seu sistema mecanizado de prevenção de recalque, o uso da tuneladora EPB é bastante recomendado em centros urbanos, onde o recalque apresenta sérios riscos para as estruturas existentes.

Figura 3.21 – EPB Shield vista por dentro



Fonte: Herrenknecht, 2013

3.3.3. Tecnologia de Corte (Em Rocha)

Para compreender o mecanismo de corte de uma TBM, é necessário estabelecer as definições, funções e características da *cutterhead* (cabeça de corte). A cabeça de corte é uma componente de várias funções dentro do processo de escavação (Maidl et al., 2008):

- Porte das ferramentas de corte;
- Depósito do material escavado na esteira responsável por sua evacuação do túnel;

- Sustentação da frente de escavação em casos de interrupção do processo;
- Sustentação temporária do maciço, em casos de colapso, até a instalação do suporte permanente.

Conforme explicitado acima, o corte na rocha ocorre diretamente pela ação dos discos de corte em contato com esta (Figura 3.22). Com o impulso dos cilindros hidráulicos apoiados no revestimento, a pressão de contato entre os discos e a rocha aumenta até que sua resistência ao cisalhamento seja superada, provocando assim os devidos desmembramentos.

Figura 3.22 – Cabeça de corte de uma TBM



Fonte: Tunnel Talk, 2010

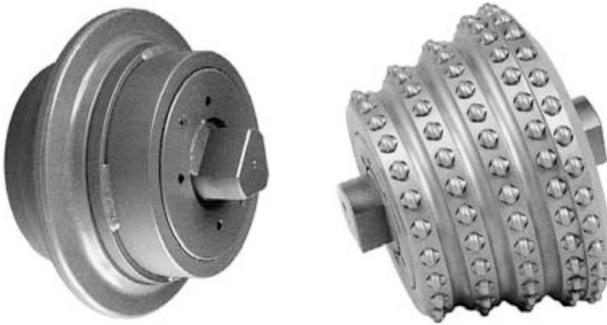
É de suma importância que a tuneladora, principalmente seu sistema de corte, seja de alta adaptabilidade a diversas condições geológicas. Um dos motivos é que os fatores mais influentes no desempenho do corte podem variar em alto grau dentro do mesmo meio

de escavação. Maidl et al. (2008) separa os fatores de maior importância em três categorias. A primeira delas é a da rocha. Tal grupo de fatores consiste nas propriedades específicas do material que compõe o meio escavado, tais como o tipo de rocha, a composição mineral, a resistência da rocha (compressão e cisalhamento) e a anisotropia. Estes fatores influenciam a escavação na perfuração, na abrasão e na composição dos resíduos do material escavado (*muck*). A segunda categoria é a do maciço rochoso. Tal categoria abrange fatores como o eixo estratificação-perfuração (*bedding to boring axis*), eixo remoção-perfuração (*clearage to boring axis*), falhas e presença de água subterrânea. Estes fatores influenciam na penetração, no tempo de auto-sustentação do maciço, na abrasão e na remoção do material escavado. Por último, a terceira categoria abrange os fatores referentes à TBM, que são o diâmetro, o torque, o impulso, o tipo de disco, o espaçamento entre os discos e o equipamento de instalação do revestimento. Tais fatores, por sua vez, influenciam na perfuração, na estabilidade do maciço rente à face de escavação, tamanho da lasca da rocha decorrida do corte e o tempo de auto-sustentação do maciço.

Uma vez citados os fatores, conclui-se que é também imprescindível que a descrição geomecânica do maciço rochoso seja de maior acurácia possível, pois esta determinará os fatores a serem considerados no processo de escavação, como o tipo de TBM, o tipo de corte, etc.

A Figura 3.23 ilustra dois tipos de ferramentas de corte que se encontram atualmente em uso. A da esquerda, o disco de corte (*disc cutter*), é a mais utilizada. A da direita, a de carboneto de tungstênio (*Tungsten Carbide Insert drill bits*), é uma alternativa aos discos de corte. Devido ao uso mais comum dos discos de corte, o presente texto dará maior ênfase a estes como ferramenta convencional da tecnologia de corte.

Figura 3.23 – Ferramentas de corte de uma TBM: disco de corte à esquerda e TCI à direita

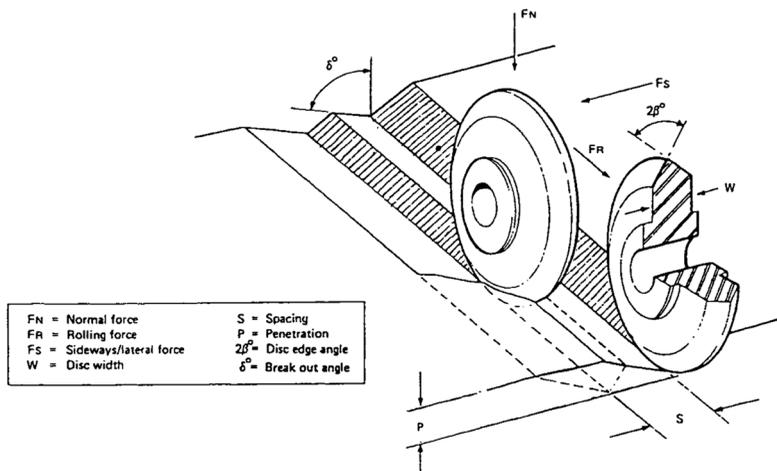


Fonte: Maidl et al., 2008

3.3.3.1 Discos de Corte

A cabeça de corte, conforme acenado acima, dispõe de um número definido de discos de corte, distribuídos segundo um padrão definido ao longo da face frontal da cabeça. Os discos são circulares e giram em torno do próprio eixo. O eixo dos discos é necessariamente paralelo ao plano da face de escavação. Cada disco percorre, portanto, de modo concêntrico aos demais, um trajeto circular contido dentro da seção de escavação à medida que vai sendo pressionado contra a rocha. Tal trajeto ocorre mediante a rotação da cabeça de corte, pois esta constitui também uma face giratória com um sistema de rotação. A força de contato entre o disco e a rocha, em conjunto com o movimento de translação do disco, provoca sua rotação em torno do próprio eixo. Segundo Maidl et al. (2008), o carregamento médio dos discos varia de acordo com as condições geológicas, entre 100 e 250 kN. Ao avanço que ocorre em função da rotação dá-se o nome de penetração. A figura 3.24 ilustra com maior clareza o movimento dos discos e as respectivas forças atuantes. Estas são, respectivamente: força normal de contato (*Normal force*), força de rolamento (*Rolling force*), força lateral (*Sideways/lateral force*), espessura do disco (*Disc width*), espaçamento (*Spacing*), entalhe (*Penetration*), ângulo da aresta do disco (*Disc edge angle*) e ângulo de quebra (*Break out angle*).

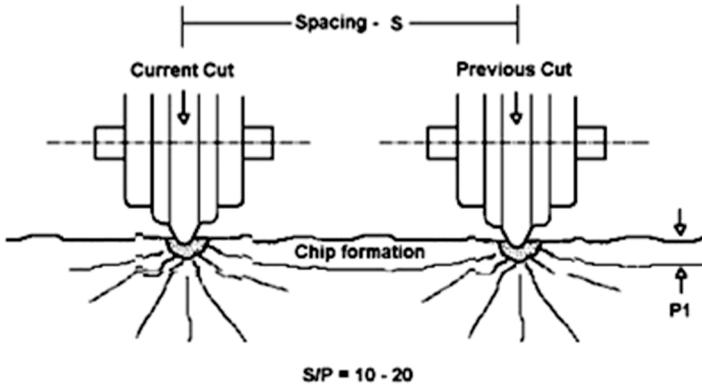
Figura 3.24 – Representação do movimento dos discos de corte e as grandezas envolvidas



Fonte: Pusch, 1995

A pressão de contato entre o flanco do disco e a rocha gera um campo de tensões que se concentram em um plano. Uma vez que estas tensões superam a resistência da rocha, esta sofre ruptura orientada a este plano de tensões. Ao intersectar com os planos de ruptura gerados pelos discos vizinhos, forma-se uma lasca de rocha que é imediatamente destacada do maciço. Este processo é contínuo durante a rotação da cabeça giratória. A Figura 3.25 ilustra com maior clareza a formação de lascas pelas rupturas por contato entre os discos e a rocha, onde é indicado o corte atual (*Current Cut*), o corte anterior (*Previous Cut*), o espaçamento (*Spacing*) e a formação de lascas (*Chip formation*). A teoria acerca do fenômeno desta fragmentação, porém, é variada. É importante levar em consideração o desgaste dos flancos dos discos de corte, pois esta provoca variações no ângulo de contato entre o disco e a rocha, provocando variações nos campos de tensões gerados. Segundo Kolymbas (2005), os discos de corte com flancos de perfil V não são mais utilizados, justamente por causa do desgaste destes, que provoca mudanças na área de contato com a rocha. Atualmente, tem-se usado discos com flancos menos agudos, ou seja, de “perfil constante”.

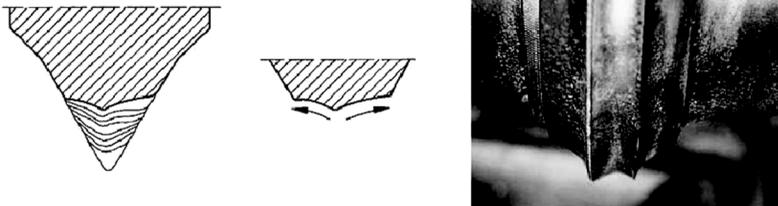
Figura 3.25 – Formação de lascas pelas rupturas por contato entre os discos de corte e a rocha



Fonte: Colorado School of Mines, 2008

Como a abrasão e outros fatores a serem considerados no desempenho da tuneladora estão intrinsecamente ligados às propriedades geomecânicas da rocha, o controle do processo de escavação torna-se extremamente complexo (Figura 3.26). Portanto, aqui será acenada uma breve explicação da teoria a respeito do corte da rocha. A primeira parte consiste em dois modelos oferecidos por Pusch (1995), que ilustra os modelos matemáticos a respeito da ruptura e formação de fragmentos da rocha com base em seu comportamento. A segunda parte refere-se a parâmetros mecânicos envolvendo a tuneladora em contato com o maciço rochoso, com base na teoria apresentada por Kolymbas (2005).

Figura 3.26 – Ilustração do desgaste ocorrido no disco de corte

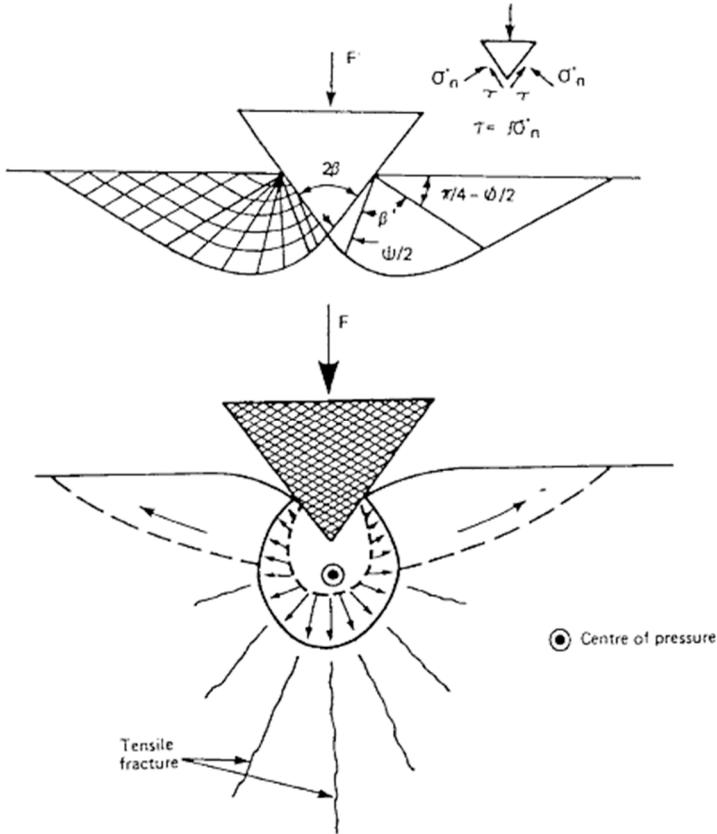


Fonte: Adaptado de Maidl et al., 2008

Pusch (1995) inicia a formação teórica do fenômeno de fragmentação por ruptura da rocha mediante o conceito de *uniform crystal matrix* (matrix cristal uniforme). Esta matrix serve de base, em conjunto com o modelos plásticos de Terzaghi e Prandtl, para a formulação teórica dos efeitos dos discos de corte na rocha. A Figura 3.27 ilustra dois modelos de rompimento pelo disco (*breakage*), sendo o superior o de Terzaghi e o inferior o de Ladanyi. São indicados o centro de pressão (*Centre of pressure*) e a fratura por tensão (*tensile fracture*). Será dada ênfase ao superior, pois o modelo apresentado por Kolymbas (2005) também terá como base a teoria de Prandtl.

Há duas teorias que servem de base para a modelagem do rompimento da rocha, a saber, a de Griffith e a de Mohr/Coulomb. A teoria de Griffith aplica-se à fase inicial da ruptura do material frágil, ao passo que a de Mohr/Coulomb se aplica a uma fase posterior na qual ocorreram altas deformações em regiões de plasticidade (Pusch, 1995). As duas teorias são utilizadas no modelo que será descrito a seguir. É importante frisar que, para o presente modelo, será desprezada a existência de descontinuidades na rocha (falhas macroscópicas).

Figura 3.27 – Planos de ruptura formados pelos discos no maciço de acordo com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb

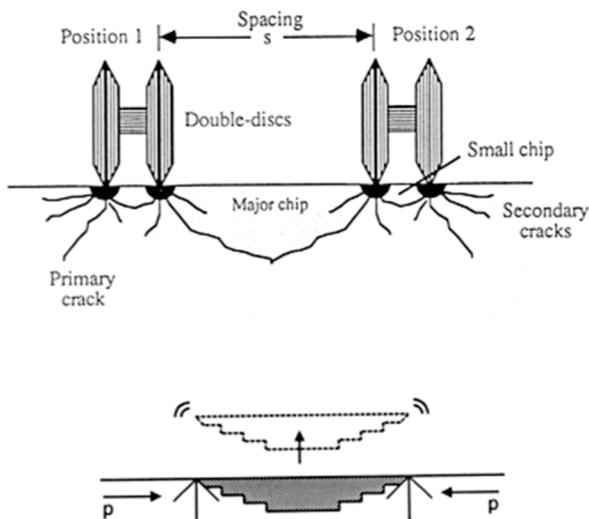


Fonte: Pusch, 1995

Segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, há dois conjuntos de planos de ruptura que se intersectam ortogonalmente em qualquer ponto dentro das regiões de ruptura, que por sua vez abrangem um conjunto de planos de deslizamento ao longo dos quais ocorre deformação por cisalhamento (Pusch, 1995). Estes planos podem ser visualizados pela Figura 3.27. Nela são representados os discos duplos (*Double-discs*), colocados na Posição 1 (*Position 1*) e na Posição 2 (*Position 2*), respectivamente, e espaçados entre si por s (*Spacing*). A atuação destes gera a fissura primária (*Primary crack*) e as fissuras secundárias (*Secondary cracks*), originando assim a lasca maior (*Major*

chip) e a lasca menor (*Small chip*). As equações às quais estes planos devem obedecer podem ser derivadas a partir da teoria de Prandtl. O corte primário de um disco de corte pode ser definido como uma fissura mediana que se desenvolve na direção do impulso da máquina. Na presença de outros discos, a tendência da fissura é orientar-se à diagonal, conforme a Figura 3.28.

Figura 3.28 – Remoção da lasca do maciço pela atuação dos discos de corte



Fonte: Pusch, 1995

A equação para determinar a força F necessária a ser aplicada para manter o disco de corte na profundidade de entalhe desejada é dada por (Pusch, 1995) pela:

$$F = 4C_0 \tan \beta / 2 [d^3 (D - d)]^{1/2} \quad (1)$$

onde: F = força de impulso contra a rocha

D = diâmetro do disco

d = profundidade de entalhe do disco

β = ângulo da borda do disco

C_0 = resistência à compressão não confinada

Os autores desta equação (Roxborough e Phillips) fornecem também a força de rolamento F_r necessária para manter a profundidade d :

$$F_r = 4C_0 d^2 \tan \beta / 2 \quad (2)$$

Tais modelos sofrem alterações com o desgaste dos discos, pois suas bordas perdem a forma de perfil V e tendem a adquirir formas planas. Para tal, basta aplicar o modelo de Ladanyi à teoria de Roxborough e Phillips. Ulterior descrição deste modelo excede o escopo deste texto, no entanto, poderá ser consultado na obra de Pusch (1995).

A propagação de fissuras na rocha é um fator determinante na eficiência de corte dos discos. Pusch (1995) oferece uma equação que permite o cálculo do tamanho da fissura gerada por uma carga pontual sobre a rocha. A equação é baseada no fenômeno ilustrado na Figura 3.29. Nela, são ilustrados estágios decorrentes do carregamento e descarregamento pontual dos discos sobre a rocha. No primeiro estágio (a), a carga pontual gera uma região de plastificação na superfície da rocha. Este tipo de região de plastificação obedece ao modelo de Hill. Análises ulteriores em elementos finitos demonstram a ocorrência de campos de tensões gerados pela carga pontual na vizinhança do ponto de aplicação, devido à diferença de tensões. Nas fases subseguintes do carregamento ocorre abertura de uma fissura mediana que cresce de acordo com o aumento da carga. Com o descarregamento a fissura mediana tende a fechar, gerando assim fissuras laterais que poderão causar o desmonte efetivo da lasca de rocha. Para determinar o valor da profundidade desta fissura utiliza-se a equação:

$$P^2/a^3 = 2C \gamma_s E / (1 - \nu^2) \quad (3)$$

onde: a = comprimento da fissura ou diâmetro da fissura mediano-radial

P = carga pontual

$C = \pi^3 \tan^2 \beta$

γ_s = *specific surface energy* (energia de superfície específica)

E = módulo de Young

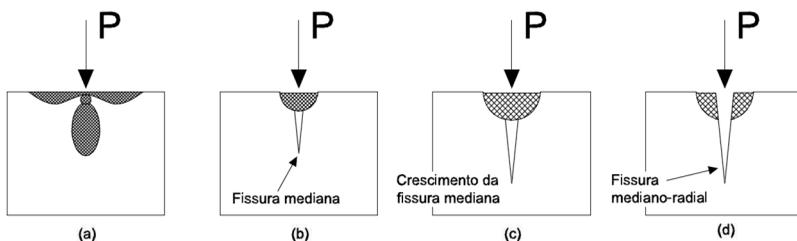
ν = coeficiente de Poisson

Para maior esclarecimento acerca desta equação recorre-se à obra de Pusch (1995), em que são abordadas as teorias do rompimento

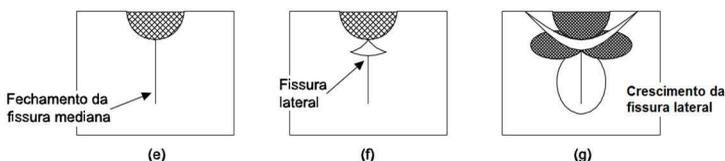
da rocha de Griffith das quais deriva o modelo de Ostojic e McPherson, que por sua vez nos fornece a equação supracitada.

Figura 3.29 – Etapas envolvidas na formação de fissuras na rocha pelo carregamento e descarregamento pontuais

Carregamento:



Descarregamento:

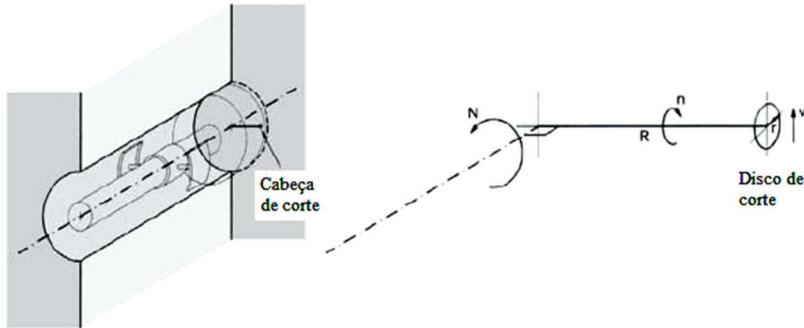


Fonte: Adaptado de Pusch, 1995

A figura 3.30 ilustra as grandezas principais envolvidas no movimento de um disco de corte. São representados os vetores N , R , n , r e v . N representa o número e sentido das rotações da cabeça giratória, em torno do eixo da TBM. R representa a distância do respectivo disco de corte ao eixo da TBM, n sendo seu número e sentido de rotações. Os vetores r e v , por último, representam respectivamente o raio e a velocidade linear do disco. Despreza-se pelo momento o deslizamento do disco. Portanto, tem-se que o valor de n é dado pela equação:

$$n = \frac{2\pi R}{2\pi r} N = \frac{R}{r} N \quad (4)$$

Figura 3.30 – Grandezas principais envolvidas no movimento de um disco de corte



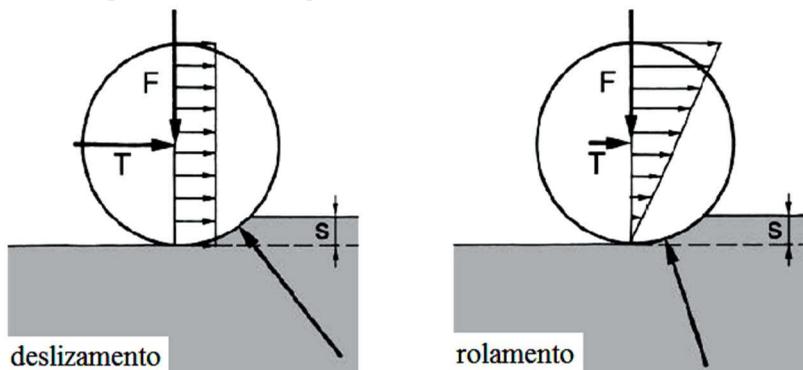
Fonte: Adaptado de Kolymbas, 2005

Segue que a velocidade linear do disco pode ser representada por $v = 2\pi NR$. É de extrema importância que a velocidade linear seja limitada, para que haja controle de vibrações no processo. O limite recomendável é de cerca 150 m/min, segundo Kolymbas (2005). Segundo o mesmo, é necessário também impor um limite aos valores de N para um dado valor máximo de R . A figura 3.31 ilustra as grandezas necessárias para a representação matemática do momento aplicado sobre a máquina. Nela são ilustrados dois casos, o de deslizamento e o de rolamento, com a presença dos vetores de força F e T (são, respectivamente, forças de perfuração e de atrito). Somando as forças de todos os discos de corte da máquina, conclui-se que o torque total da cabeça é representado por:

$$M_t = \sum_i (T_i R_i) \quad (5)$$

É importante frisar que no caso de rolamento do disco também ocorre deslizamento, embora reduzido, fazendo com que neste caso o disco continue sujeito ao desgaste.

Figura 3.31 – Grandezas necessárias para a representação matemática do momento aplicado sobre a máquina



Fonte: Adaptado de Kolymbas, 2005

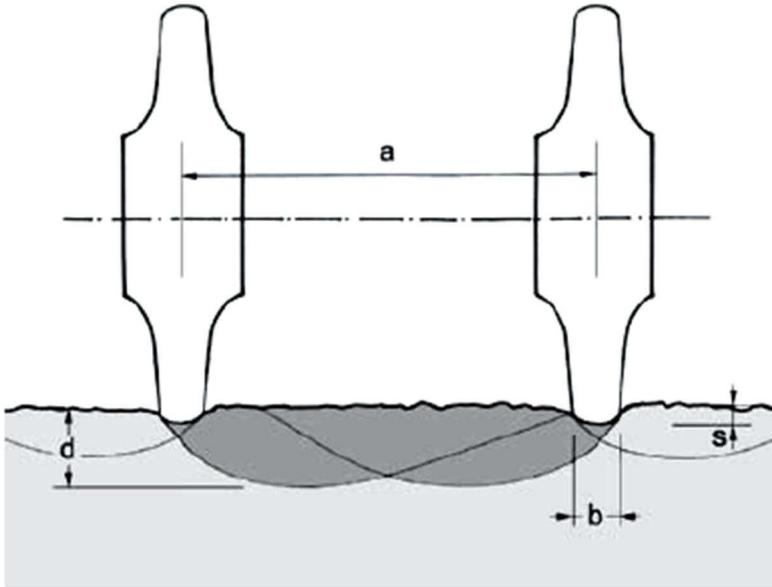
A Figura 3.31 representa outro fator importante de cálculo, o s . Este representa o entalhe do disco na rocha. É necessário estabelecer uma correlação entre o entalhe s e a força de perfuração F . Para tal, recorre-se à Figura 3.32. Nela são indicados b (espessura do flanco do disco), a (distância radial entre dois discos vizinhos), s (entalhe) e d (profundidade da superfície de ruptura). Na zona de contato direto entre o disco e a rocha, é fácil visualizar que uma pequena fração da rocha será triturada e não propriamente desmontada em forma de lasca. Para finalmente relacionar a força de perfuração F ao entalhe s , considera-se o regime como sendo elástico e linear, segundo a equação de Hertz (Kolymbas, 2005):

$$s = \frac{F}{bE} \kappa \quad (6)$$

onde:

$$\begin{aligned} \kappa &= \frac{1}{\pi} [\lambda(1 - \mu_{steel}^2) + 1 - \mu_{rocha}^2] \\ \lambda &= E_{rocha}/E_{aço} \\ E &= E_{rocha} \end{aligned}$$

Figura 3.32 – Formação dos planos de ruptura pelo contato entre os discos e a rocha



Fonte: Kolymbas, 2005

A equação (6), porém, é limitada. É necessário que a força de perfuração não supere um valor limite, F_1 , pois acima deste o fenômeno em vigor passa a ser o de perfuração plástica segundo a teoria de Prandtl. Segundo Kolymbas (2005), esta teoria, embora esteja vinculada a materiais isotrópicos e não frágeis, é comumente aplicada na mecânica das rochas com o intuito de pode utilizar a teoria de plasticidade e caracterizar o comportamento da rocha pelos parâmetros φ (atrito interno) e c (coesão). Para início de cálculo, despreza-se a presença de atrito interno na rocha ($\varphi_{rocha} = 0$). Tendo como referência a figura 3.32 indicada abaixo, determina-se o valor do comprimento a :

$$a = 2\sqrt{r^2 - (r - s)^2} \approx 2\sqrt{2rs} \quad (7)$$

Com base na teoria de Prandtl, temos que:

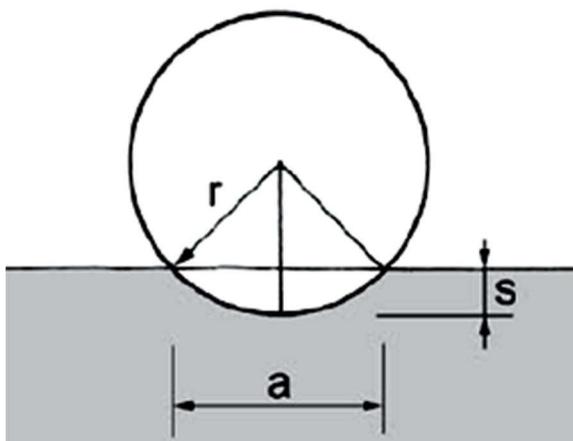
$$\frac{F}{ab} \approx 5c \quad (8)$$

Para as dadas condições, ou seja, para $\varphi_{rocha} = 0$, temos que $c_{rocha} = \frac{q_u}{2}$, onde q_u representa a resistência à compressão uniaxial. Segue que:

$$F = \frac{200\kappa r b c^2}{E} = \frac{50\kappa r b q_u^2}{E} = 100 \kappa r b \epsilon \quad (9)$$

O valor de ϵ pode ser obtido por ensaios de compressão uniaxial. Esta propriedade é aqui definida como sendo o trabalho de fragmentação por unidade de volume, ou seja, trabalho específico de fragmentação, sendo representado pela equação $\epsilon = \frac{1}{2} q_u \epsilon_l$.

Figura 3.33 – Parâmetros para o cálculo da distância a



Fonte: Kolymbas, 2005

Se desprezarmos o trabalho de perfuração linear em direção do eixo do túnel e tomarmos como dado fornecido o trabalho específico de fragmentação, obteremos a equação do trabalho de perfuração por revolução (Kolymbas, 2005), dada por:

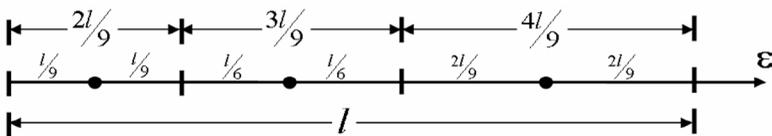
$$W = \frac{2\pi M_t}{Ad} \quad (10)$$

sendo M_t o momento torsor aplicado, A a seção transversal do túnel e d a profundidade de perfuração, conforme a Figura 3.3. A taxa líquida de perfuração é dada por $N \times d$ (Kolymbas, 2005).

Uma das maiores problemáticas deste processo de corte se dá pela abrasão dos discos, que ocorre principalmente quando estes entram em contato com lascas de rocha já fragmentadas. A abrasão dos discos, que reduz sua eficiência de corte, é por sua vez um dos principais fatores responsáveis pela necessidade de reposição destes, gerando assim ulteriores gastos econômicos. Mais adiante será discutida a solução desta entre outras problemáticas oferecida pela tecnologia BraBo, através do emprego da técnica de hidrodemolição.

Marji et al. (2009) propõem um estudo mais recente e mais elaborado da formulação teórica acerca da formação de fissuras na rocha pelo corte dos discos (*subsurface cracking*). Seu modelo é baseado no *displacement discontinuity method* (DDM), ou seja, o método da descontinuidade do deslocamento. O DDM é baseado na análise por elementos de contorno, cuja explicação vai além do escopo do presente trabalho. A obra editada por Hall et al. (2004) pode oferecer estudos mais aprofundados envolvendo este método. Para a modelagem apresentada a seguir, basta saber que esta consiste na aplicação cúbica da descontinuidade do deslocamento e de uma ponta de fissura de três elementos (*three-element crack tip*) à discretização do modelo de contorno (vide figura 3.33). Os resultados de seu modelo numérico estão em linha com os apresentados pelos autores citados por Pusch (1995), como Roxborough et al. (1975).

Figura 3.34 – Representação de uma ponta de fissura de três elementos



Fonte: Marji et al., 2009

Marji et al. (2009) fornece as equações das tensões normais e de cisalhamento em torno de uma fissura, dada por

$$\sigma_n = F_t \times \frac{\cos(\varphi/2)}{2bl} \quad (11)$$

e

$$\sigma_s = F_t \times \frac{\sin(\varphi/2)}{2bt} \quad (12)$$

sendo F_t a força de entalhe do disco, φ o ângulo de contato entre a borda do disco e a rocha entalhada, b o comprimento da fissura e l o comprimento do elemento da ponta da fissura (*crack tip element length*).

4. MÉTODOS NUMÉRICOS

Além do que foi acima exposto a respeito do comportamento da rocha sob a ação dos discos de corte, é necessária uma formulação matemática do comportamento do solo ou da rocha no que refere à interação entre a estrutura e o maciço ou solo, bem como sua instabilidade. É necessário saber, a princípio, que o material envolvido na modelagem numérica trata-se de solo e rocha. Como a linha divisória entre estes dois materiais pode ser tênue, propõe-se que a rocha seja modelada de maneira semelhante à do solo. Este empreendimento a princípio é impedido pela presença de falhas geomecânicas no maciço rochoso. O ideal, portanto, seria localizá-los e mapeá-los, o que na prática é extremamente difícil de ocorrer. Logo, considera-se o maciço rochoso um bloco de rocha intacta, ou seja, sem falhas. Ao referir-se de maneira uniforme aos materiais a serem escavados, sejam eles rocha ou solo, utiliza-se o termo abrangente “terreno” (Kolymbas, 2005).

O primeiro passo fundamental para corretamente modelar o comportamento do terreno é estabelecer um conjunto de expressões matemáticas que relacionem a tensão à deformação de um corpo. Estas expressões são também conhecidas como “modelos constitutivos”. Os modelos constitutivos variam de acordo com as propriedades mecânicas do terreno, bem como a dimensão das tensões a serem-lhe aplicadas. Para que as equações constitutivas possam ser consideradas apropriadas para o projeto de um túnel, segundo Kolymbas (2005), estas devem atender a três requisitos básicos:

- Representar de maneira satisfatória o comportamento do material quando submetido a tensões em quaisquer direções;
- Os parâmetros pertinentes do material devem ser verificados em laboratório;
- O comportamento previsto do material deve ser representado fielmente à modelagem, portanto, deverá ser não exata, mas sim aproximada.

A seguir serão explanados alguns conceitos e algumas propriedades utilizadas na formulação das equações constitutivas do comportamento do terreno.

4.1. Teoria Geral

Em geral, uma solução teórica deve satisfazer equilíbrio, compatibilidade, o comportamento constitutivo e as condições de contorno (Potts et al., 2002). Estes quatro conceitos formam os alicerces da modelagem numérica aplicada à geotecnia.

4.1.1. Equilíbrio

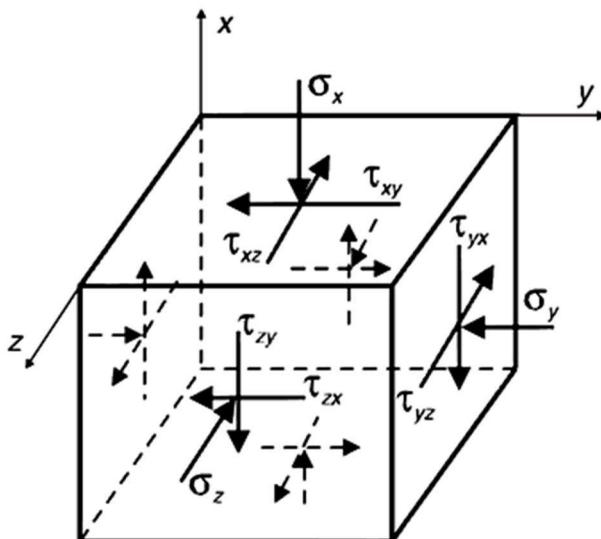
O primeiro conceito a ser abordado quando se trata de equilíbrio no sólido é a tensão, sendo esta a grandeza utilizada na engenharia para quantificar a propagação de forças ao longo de um contínuo. A tensão é um tensor constituído de 6 componentes (Figura 4.1) que deverm satisfazer as seguintes equações de equilíbrio:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \gamma = 0 \quad (13)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \quad (14)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad (15)$$

Figura 4.1 – Componentes que devem satisfazer as equações de equilíbrio no sólido

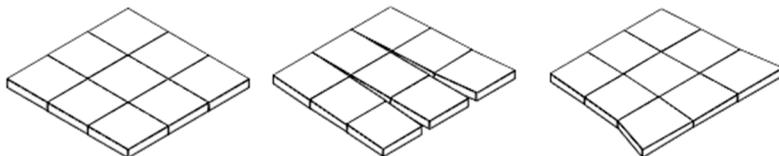


Fonte: Potts et al., 2002

4.1.2. Compatibilidade

Potts et al. (2002) distingue dois tipos de compatibilidade: física e matemática. A compatibilidade física exige que os elementos representativos do sólido em questão formem uma continuidade geométrica que represente deformação e não ruptura (Figura 4.2).

Figura 4.2 – Ilustração da compatibilidade geométrica no modelo do sólido



Fonte: Potts et al., 2002

A compatibilidade matemática é verificada pelas seis equações que representam a deformação do sólido. Sendo u , v e w funções contínuas representando deformações nas direções x , y e z ,

respectivamente, as equações de compatibilidade matemática são expressas por:

$$\varepsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial x}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (16)$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \quad \gamma_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \quad \varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad (17)$$

Se o campo de deformações do modelo numérico atende às equações acima, de tal maneira que estas sejam deriváveis e contínuas até no mínimo a segunda ordem, o modelo está matematicamente compatível.

4.1.3. Condições de Compatibilidade Comportamento Constitutivo

Para que sejam completadas as condições de contorno são necessárias outras 6 equações. Isto deve-se pela presença de 15 incógnitas (das quais 6 são componentes de tensão, outras 6 de deformação e outras 3 de deslocamento) e 9 equações (das quais 3 são de equilíbrio e 6 são de compatibilidade). Portanto, faz-se mister encontrar outras relações que forneçam as 6 equações ($15 - 9 = 6$) que faltam. A solução que providencia o elo entre o equilíbrio e a compatibilidade é a relação tensão-deformação (Potts et al., 2002), expressa pela matriz:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\sigma_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{xz} \\ \Delta\tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\varepsilon_z \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\gamma_{xz} \\ \Delta\gamma_{zy} \end{Bmatrix} \quad (18)$$

ou

$$\Delta\sigma = [D] \Delta\varepsilon \quad (19)$$

onde $[D]$ corresponde à matriz constitutiva geral do sólido. Para o comportamento elástico linear do material, esta matriz é expressa por:

$$\frac{E}{(1+\nu)} \cdot \begin{pmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) \end{pmatrix} \quad (20)$$

sendo E e ν o coeficiente de elasticidade (módulo de Young) e o coeficiente de Poisson, respectivamente. A expressão acima, porém, para representar a realidade com maior precisão, necessita de equações de incremento, que leve em consideração a tensão efetiva no solo. Tendo em conta que a tensão efetiva é expressa por $\sigma = \sigma' + \sigma_f$, onde σ é a tensão total, σ_f é a pressão neutra e σ' é a tensão efetiva, o incremento é expresso pelas equações (Potts et al., 2002):

$$\Delta\sigma' = [D'] \Delta\varepsilon; \quad \Delta\sigma_f = [D_f] \Delta\varepsilon; \quad \text{logo, } \Delta\sigma = ([D'] + [D_f]) \Delta\varepsilon \quad (21)$$

onde $[D_f]$ é a matriz constitutiva que relaciona a variação da pressão neutra à variação da deformação.

4.2. Elasticidade

Um material é dito elástico se a tensão à qual está submetido pode ser representada em função da sua deformação (Kolymbas, 2005). Se a relação entre a tensão e a deformação for linear, o material é dito elástico-linear. Se, ademais, o comportamento de um material a uma dada tensão é igual para todas as direções, o material é dito isotrópico. Tendo definido estas propriedades, a relação tensão-deformação do terreno pode ser expressa matematicamente segundo a lei de Hooke, de forma matricial:

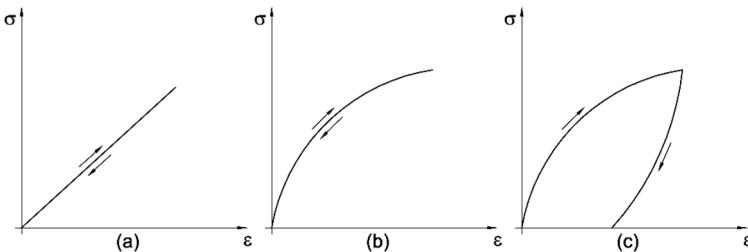
$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{44} \\ \varepsilon_{55} \\ \varepsilon_{66} \end{pmatrix} = \frac{1}{E} \cdot \begin{pmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{44} \\ \sigma_{55} \\ \sigma_{66} \end{pmatrix} \quad (22)$$

onde ε é a deformação do material, σ é a tensão, ν é o coeficiente de Poisson e E é o módulo de Young. A lei de Hooke descrita acima é considerada a lei constitutiva mais simples existente para os sólidos, podendo ser aplicada apenas para pequenas deformações, onde seus resultados são mais aproximados.

4.3. Plasticidade

O comportamento plástico de um sólido ocorre quando este, após o descarregamento, não restaura por completo suas dimensões geométricas anteriores ao carregamento. O comportamento plástico pode ser visualizado com maior clareza na Figura 4.3, onde (a) representa o comportamento elástico linear, (b) representa o comportamento elástico não linear e (c) representa o comportamento plástico.

Figura 4.3 – Comportamento do sólido, sendo (a) o linear, (b) o elástico não linear e (c) o plástico

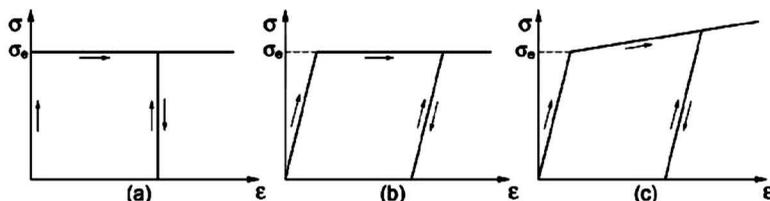


Fonte: Kolymbas, 2005

A Figura 4.4 ilustra os três conceitos do comportamento plástico. É importante lembrar que tais conceitos levam em consideração a presença da compressão uniaxial, ou seja, em um só sentido. A Figura 4.4a representa o comportamento denominado rígido e idealmente

plástico (*rigid – ideally plastic*), no qual a deformação é plástica e constante para todos os valores de tensões. Na Figura 4.4b tem-se o comportamento elástico e idealmente plástico (*elastic – ideal plastic*), ou seja, a deformação é plástica e constante porém a partir de um certo valor de tensão (σ_e), abaixo do qual o comportamento é elástico linear. Por último, a Figura 4.4c representa o comportamento elástico e de endurecimento plástico (*elastic – plastic hardening*), ou seja, o comportamento é elástico até a tensão atingir o valor de σ_e , acima do qual o material se comporta de maneira plástica mas com deformação crescente.

Figura 4.4 – Comportamento plástico do sólido, onde (a) é rígido e idealmente plástico, (b) é elástico e idealmente plástico e (c) é elástico e de endurecimento plástico



Fonte: Kolymbas, 2005

4.4. Resistência

A seguir serão tratadas separadamente as resistências do solo e da rocha.

4.4.1. Resistência do Solo

Os dois parâmetros que caracterizam a resistência do solo são atrito e coesão (Kolymbas, 2005). A coesão adquire proporções em função dos efeitos capilares, de cimentação, bem como da compressão que precede o atual estado do solo. Este pré-adensamento, representado por σ_v , exerce um efeito no solo após seu alívio que se manifesta sob a forma de coesão. A primeira equação que expressa a resistência do solo é a do cisalhamento, expressa por:

$$\tau_f = \tan \varphi \cdot \sigma + c \quad (23)$$

onde φ representa o atrito, c representa a coesão e τ_f representa o valor máximo de tensão de cisalhamento que o solo pode suportar até que ocorra a ruptura. A coesão obedece à equação descrita abaixo (Kolymbas, 2005):

$$c = \sigma_v \cdot \tan \varphi_c \quad (24)$$

onde φ_c corresponde a um fator de proporcionalidade entre a coesão e o pré-adensamento. A carga do pré-adensamento pode ser removida totalmente, caso no qual o solo é dito adensado, bem como removida parcialmente, caso no qual o solo é dito sobreadensado. Para o solo adensado a equação de ruptura por cisalhamento é expressa por (Kolymbas, 2005):

$$\tau_f = (\tan \varphi + \tan \varphi_c) \sigma = \tan \varphi_s \cdot \sigma \quad (25)$$

onde φ_s é denominado ângulo da resistência total ao cisalhamento.

É importante lembrar que o solo sofre influências na sua resistência pela presença de água. Esta influência chama-se tensão efetiva, representada por σ' (expressa por $\sigma' = \sigma - u$, onde u é a pressão neutra, que se desenvolve nas condições de submersão da água). Levando em consideração a tensão efetiva, as equações descritas acima podem ser expressas como:

$$\tau_f = \tan \varphi \cdot \sigma' + c \quad (26)$$

e

$$\tau_f = (\tan \varphi + \tan \varphi_c) \sigma' = \tan \varphi_s \cdot \sigma' \quad (27)$$

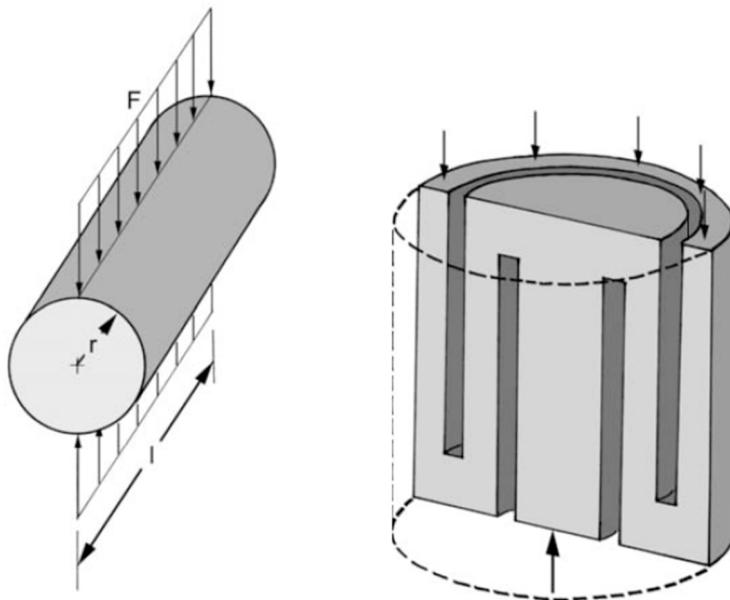
4.4.2. Resistência da Rocha

A resistência da rocha é definida como o ponto de ruptura da rocha pela ocorrência de deformações excessivas (Kolymbas, 2005). A resistência de um bloco de rocha é diferente da resistência de um maciço

rochoso, tópico que será discutido mais adiante. A princípio será analisada a resistência de uma rocha intacta.

Há diversos modos de se determinar a resistência da rocha, como o ensaio de flexão em quatro pontos (*4 point bending test on a beam*), o do disco giratórios (*rotating disk*), o teste de carga linear (*Brazilian test*), o ensaio de Luong (*Luong test*) entre outros. A Figura 4.5 ilustra dois destes testes, o *Brazilian test* e o *Luong test*. Mais adiante será dada atenção especial para o *Brazilian test*, pois este servirá de base teórica para parte do mecanismo de desmonte da rocha empregado pela tuneladora BraBo.

Figura 4.5 – Testes de resistência, o *Brazilian Test* (esquerda) e o *Luong Test* (direita)



Fonte: Kolymbas, 2005

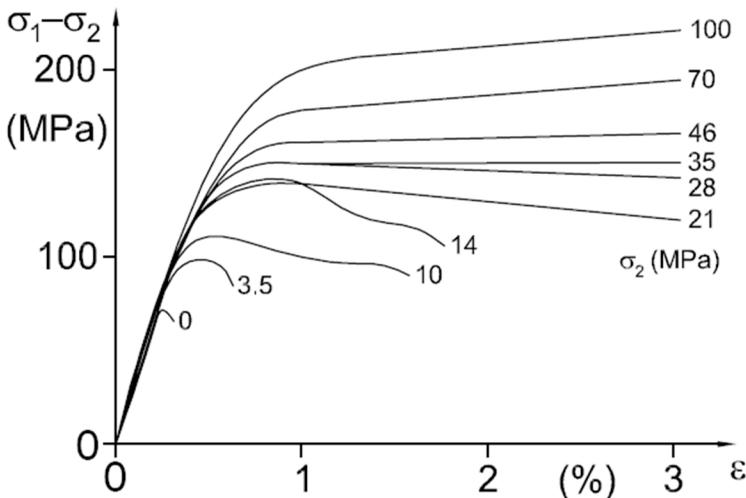
A resistência da rocha intacta pode ser matematicamente expressa da mesma maneira que o solo, segundo o critério de ruptura Mohr-Coulomb (Kolymbas, 2005):

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (28)$$

onde σ é a tensão normal, c é a coesão, φ é o ângulo de atrito (este, na rocha, varia entre 25° e 55°) e τ_f é a tensão máxima de cisalhamento que a rocha suporta até a ruptura.

Os dois tipos de comportamento de interesse na análise da resistência da rocha separam-se em dois, a saber, o comportamento dútil e o frágil. O comportamento dútil é aquele no qual a rocha suporta uma quantidade considerável de deformações antes de entrar em colapso, ao passo que o comportamento frágil é aquele no qual estas deformações são pequenas. É de suma importância determinar e analisar com maior acuidade o comportamento frágil, pois por ele a ruptura ocorre de modo abrupto.

Figura 4.6 – Resultados de ensaios de compressão triaxial de um sólido para diversos valores de tensão lateral



Fonte: Kolymbas, 2005

Tem-se verificado que o tipo de compressão à qual está submetido o bloco de rocha influencia o seu comportamento. A Figura 4.6 ilustra resultados obtidos a partir de ensaios de compressão tri-axial com corpos de prova de mármore. Os diversos corpos de prova foram submetidos a ensaios de compressão nos quais houve variação de valores de tensão lateral (0 – 100 MPa). Foi verificado que, à medida que aumentava a pressão lateral, o comportamento tornava-se mais dútil.

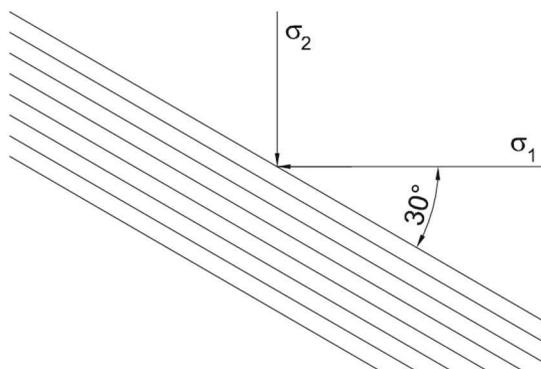
4.5. Anisotropia

A anisotropia é a propriedade segundo a qual o comportamento do sólido sob tensões varia de acordo com a direção. Kolymbas (2005) utiliza a seguinte expressão para a casos de anisotropia, levando em consideração que a coordenada x_3 seja ortogonal ao plano de sedimentação da rocha:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{44} \\ \varepsilon_{55} \\ \varepsilon_{66} \end{pmatrix} = \frac{1}{E_1} \cdot \begin{pmatrix} 1 & -\nu_1 & -\nu_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_1 & 1 & -\nu_2 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_2 & -\nu_2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu_1) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & E_1/G_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & E_1/G_2 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{44} \\ \sigma_{55} \\ \sigma_{66} \end{pmatrix} \quad (29)$$

Com esta expressão, surgem as novas expressões, E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2 e G_2 . Com amostras anisotrópicas, a resistência tem o menor valor se a direção da tensão principal forma um ângulo de aproximadamente 30° com o plano de sedimentação, conforme ilustra a Figura 4.7 (Kolymbas, 2005).

Figura 4.7 – Ângulo entre tensão principal e plano de sedimentação da rocha



Fonte: Kolymbas, 2005

Na análise do comportamento mecânico da rocha deve-se levar em consideração ulteriores propriedades e/ou parâmetros, como efeito de tamanho (*size effect*), teoria de Rodionov (*Rodionov's theory*), inchamento (*swelling*), emissão acústica (*acoustic emission*), entre

outros. A obra de Kolymbas (2005) apresenta maiores detalhes acerca destes parâmetros.

4.6. Resistência do Maciço Rochoso

Conforme explicitado anteriormente, há uma diferença entre a resistência de um bloco de rocha intacta e um maciço rochoso. Esta diferença surge da presença de falhas geológicas no maciço. No entanto, determinar a resistência de um maciço é um processo demasiadamente complicado, que depende de ensaios de campo ou da análise de casos de construção precedentes. Kolymbas (2005) aponta duas abordagens a este procedimento, sendo estas as de uso mais comum.

A primeira abordagem é a de Protodyakonov, segundo a qual há uma relação entre a resistência não-confinada (representada por q_d) de uma amostra cúbica da rocha (cuja aresta possui comprimento d) e a resistência uniaxial do maciço rochoso (representada por q_v). Levando em conta mais duas grandezas, sendo estas a espessura da falha na rocha (a) e um fator de redução empírico (m), podemos expressar esta relação como:

$$\frac{q_d}{q_v} = \frac{d/a + m}{d/a + 1} \quad (30)$$

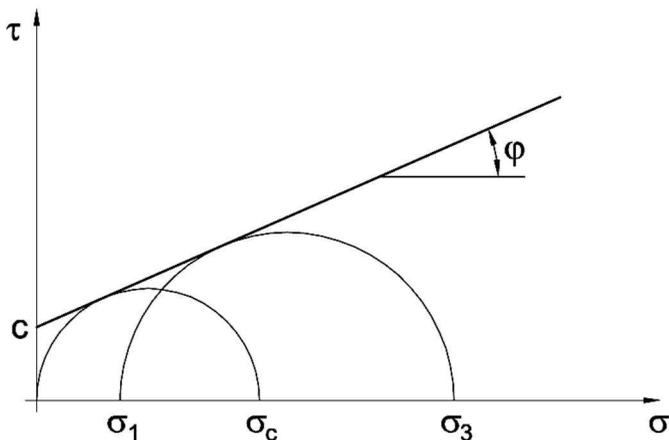
onde os valores de m variam entre 2 e 5 para valores de q_d superiores a 75 MPa e entre 5 e 10 para valores de q_d inferiores a 75 MPa.

A segunda abordagem é a de Hoek e Brown, que formula a relação entre a tensão principal σ_1 (tensão maior) e a tensão menor σ_3 . No caso do solo, temos a princípio que o critério de ruptura segundo a envoltória dos círculos de Mohr (conforme a figura 4.8) obedece a uma relação aproximadamente linear, expressa por:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 1 \quad (31)$$

onde σ_c é a tensão confinada ($c > 0$).

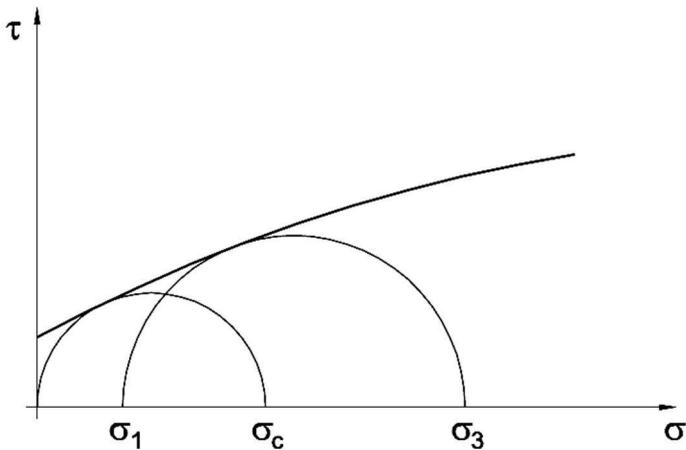
Figura 4.8 – Envoltória dos círculos de Mohr da ruptura do solo (representação ideal)



Fonte: Kolymbas, 2005

No caso de rocha intacta, esta envoltória não obedece mais uma relação linear, conforme a Figura 4.9. É de se notar que, teoricamente, a envoltória do solo também não obedece a uma relação linear, pois a Figura 4.8 representa uma aproximação.

Figura 4.9 - Envoltória dos círculos de Mohr da ruptura do solo (representação real)



Fonte: Kolymbas, 2005

Levando em consideração uma constante m_i de calibração que é obtida a partir de ensaios triaxiais, temos a expressão que relaciona as tensões maior (σ_1) e menor (σ_3):

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (32)$$

onde a letra i atribui o significado de rocha intacta. Para expressar a resistência da rocha fraturada Hoek e Brown sugerem a seguinte relação empírica:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \quad (33)$$

onde as constantes m e s devem ser determinadas empiricamente (Kolymbas, 2005). Os métodos de obtenção destas constantes variam, podendo se basear no sistema *RMR (Rock Mass Rating)* ou em expressões mais recentes envolvendo parâmetros como o índice de resistência geológica (*Geological Strength Index*) e o fator de perturbação (*Disturbance Factor*). Estes índices, representados por GSI e D respectivamente, relacionam-se aos demais índices mediante as expressões:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (34)$$

$$m = m \exp \left(\frac{GSI-100}{28-14D} \right) \quad (35)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI-100}{9-3D} \right) \quad (36)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[\exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right] \quad (37)$$

Os parâmetros GSI e D são, por sua vez, obtidos por tabelas que infelizmente não apresentam sempre a acurácia desejada. Expressões como as equações (34) a (37), por serem empíricas, devem ser utilizadas como base para estimativas nos casos em que faltarem ulteriores parâmetros. Tem-se verificado na prática que a relação empírica de Hoek e Brown é de uso apropriado para a construção de túneis rasos, onde a rocha é mais dútil. No caso de túneis profundos, onde a rocha é frágil, o uso de tais relações não é recomendado. Segundo Kolymbas (2005), o critério de ruptura de Hoek e Brown é útil porém limitado, não devendo ser superestimado.

4.7. Estabilidade da Frente de Escavação

A construção de um túnel em solo ou em rocha pouco resistente deve conferir estabilidade à frente de escavação. Tal estabilidade é de maior importância em centros urbanos, conforme explicitado acima, onde o deslocamento do terreno deve ser o mínimo possível. No caso das tuneladoras *EPB shield*, a pressão gerada pelo acúmulo de material na câmara de escavação deve ser calibrada antecipadamente para conferir o equilíbrio de tensões desejado.

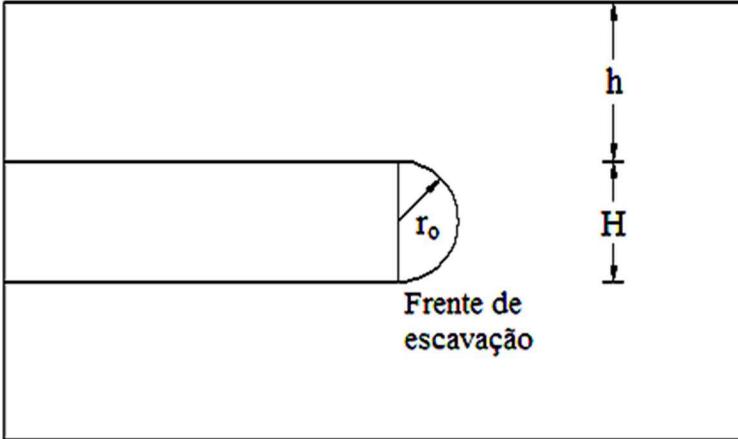
A princípio considera-se a tensão vertical na região existente entre a parte superior da face de escavação e a superfície do terreno, conforme ilustra a Figura 4.10. A distribuição desta tensão vertical aproxima-se a uma parábola quadrática. Kolymbas (2005) fornece a seguinte equação para obter a pressão de suporte para a frente de escavação:

$$p_c = h \frac{\gamma - \frac{c \cdot \cos \varphi}{r_f 1 - \sin \varphi}}{1 + \frac{h \cdot 2 \sin \varphi}{r_f 1 - \sin \varphi}} \quad (38)$$

onde r_f é o raio da frente de escavação. Conclui-se que a face de escavação será estável se a seguinte inequação for atendida:

$$c \geq \gamma r_f \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \quad (39)$$

Figura 4.10 – Representação das grandezas geométricas envolvidas no cálculo de estabilidade da frente de escavação



Adaptado de Kolymbas, 2005

Kolymbas (2005) fornece outras expressões matemáticas para o limite de suporte do terreno em torno de uma escavação. Uma delas é baseada nas ferramentas computacionais FE-code e Plaxis, pelas quais Vermeer e Ruse deduziram uma relação expressa por:

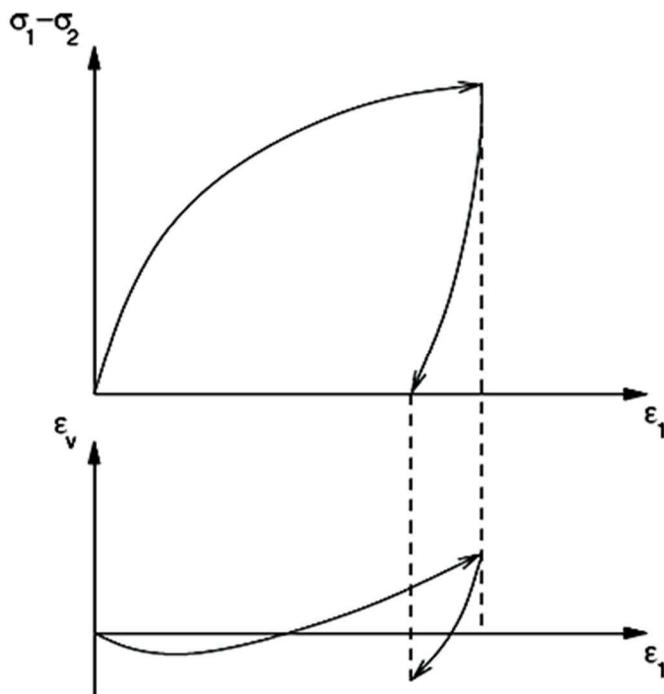
$$p \approx -\frac{c}{\tan \varphi} + 2\gamma r \left(\frac{1}{9 \tan \varphi} - 0,05 \right) \quad (40)$$

O tempo de auto-suporte da frente de escavação de um túnel é limitado. É aceito que este tempo ocorre devido à teoria de consolidação do solo de Terzaghi, segundo a qual a pressão aplicada ao solo é inicialmente transferida para a água capilar e em seguida para os grãos do solo. Uma vez que a água capilar é expelida do interior do solo pela pressão neutra, a pressão efetiva aumenta, gerando assim a movimentação do solo. Conclui-se que a permeabilidade do solo exerce alta influência no tempo de auto-suporte da frente de escavação, vindo a ser um parâmetro de importância na estimativa da estabilidade do terreno.

4.8. Recalque do Terreno

Com a remoção de terra ocorre o recalque do terreno. Isto ocorre principalmente devido à lacuna (*shield gap*) deixada pela cauda do escudo (*shield tail*). Mesmo com a injeção de concreto para o enchimento destas lacunas, o recalque não pode ser perfeitamente revertido, pois transcorre um intervalo de tempo durante o qual o solo se “acomoda” em torno do revestimento (este processo chama-se *gap closure*), o que permite uma compactação do solo após a injeção. A compactação do solo pode ser verificada a partir de ensaios triaxiais de carregamento e descarregamento de corpos de prova (figura 4.11).

Figura 4.11 – Representação da compactação do solo a partir de ensaios triaxiais de carregamento e descarregamento do solo



Fonte: Kolymbas, 2005

O cálculo do recalque do terreno é outro procedimento fundamental no projeto de construção de um túnel. No entanto, como as relações tensão-deformação no terreno são não-lineares, temos que o assentamento não pode ser determinado com a mesma acurácia que a estabilidade da frente de escavação. Logo, deve-se ter em mente os limites das expressões matemática acerca da deformação do terreno. De modo semelhante ao que foi presentemente explicado, serão apresentados a seguir os modelos fornecidos por Kolymbas (2005). Os modelos são baseados na hipótese de que o túnel seja circular e subterrâneo.

O primeiro modelo apresentado é baseado na equação de Lamé, que expressa o campo de tensões em torno da área escavada:

$$\sigma_r = \frac{p_a r_a^2 - p_i r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} - \frac{p_a - p_i}{r_a^2 - r_i^2} \frac{r_i^2 r_a^2}{r^2} \quad (41)$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_a r_a^2 - p_i r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} + \frac{p_a - p_i}{r_a^2 - r_i^2} \frac{r_i^2 r_a^2}{r^2} \quad (42)$$

$$\sigma_z = 2\nu \frac{p_a r_a^2 - p_i r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \quad , \quad \sigma_{r\theta} = 0 \quad (43)$$

onde σ_r , σ_θ , σ_z representam, respectivamente, as componentes radial, tangencial e axial da pressão hidrostática do terreno, r_a e r_i representam os raios externo e interno do tubo cilíndrico (neste caso, do túnel) e p_a e p_i representam as tensões externa e interna do túnel, consideradas constantes. Para $r_a \rightarrow \infty$ e $p_a \rightarrow \sigma_\infty$ obtém-se o campo de tensões desejado, supondo que o material esteja sob regime elástico (Kolymbas, 2005):

$$\sigma_r = \sigma_\infty \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right) + p \frac{r_0^2}{r^2} = \sigma_\infty - (\sigma_\infty - p) \frac{r_0^2}{r^2} \quad (44)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_\infty \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right) - p \frac{r_0^2}{r^2} = \sigma_\infty + (\sigma_\infty - p) \frac{r_0^2}{r^2} \quad (45)$$

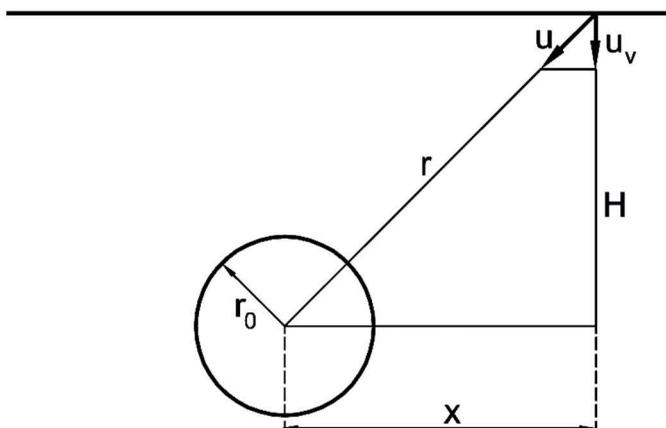
$$\sigma_{r\theta} = 0 \quad (46)$$

onde $\sigma_\infty := \gamma H$.

Em seguida, recorre-se ao deslocamento vertical da superfície do terreno, ilustrado abaixo como u_v . Esta componente, relacionada às outras grandezas ilustradas na Figura 4.12, é expressa por:

$$u_v = \frac{H}{r} \cdot u \quad (47)$$

Figura 4.12 – Componente vertical do recalque do terreno



Levando em consideração a relação $r^2 = H^2 + x^2$, obtém-se a partir da solução de Lamé:

$$u_v = \frac{\sigma_{\infty} - p}{2G} \cdot \frac{r_0^2 H}{H^2 + x^2} \quad (48)$$

Para $x = 0$ tem-se que:

$$u_v = \frac{u_{v,max}}{1 + (x/H)^2} \quad (49)$$

onde $u_{v,max}$ é o recalque máximo. Segundo Kolymbas (2005) esta solução, quando comparada a medições realizadas na prática, não é precisa, sendo preferível a seguinte expressão baseada na curva de distribuição normal de Gauss:

$$u_v = u_{v,max} \cdot e^{-x^2/2a^2} \quad (50)$$

onde a representa a coordenada da abscissa do ponto de inflexão da curva gaussiana em questão. Sua demonstração segue a seguinte fórmula:

$$2a/D = (H/D)^{0,8} \quad (51)$$

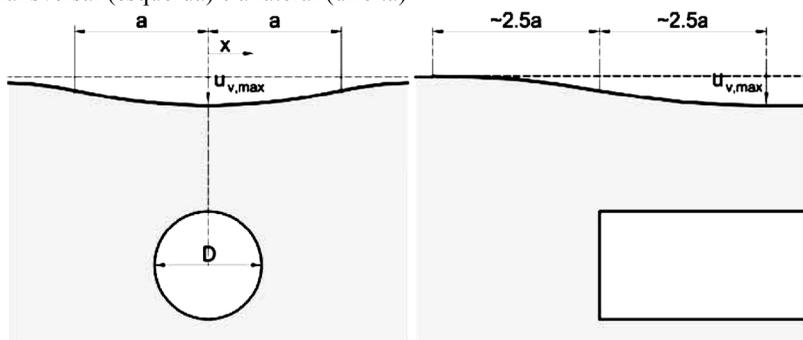
onde D é o diâmetro do túnel e H a profundidade de seu eixo. O volume do assentamento, isto é, o volume do espaço deixado entre a superfície assentada e a superfície original do terreno (*ground loss*), é determinado por:

$$V_u = \sqrt{2\pi} \cdot a \cdot u_{v,max} \quad (52)$$

expressão que também resulta de uma curva gaussiana. A Figura 4.13 ilustra com maior clareza a curva da superfície do terreno sob efeito do recalque. Segundo Kolymbas (2005), a curva apresentada na figura à

direita coincide de modo razoável com a equação $y = \operatorname{erf} x = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^2 e^{-y^2/2} dy$.

Figura 4.13 – Representação do recalque do terreno conforme visto pela seção transversal (esquerda) e a lateral (direita)



Fonte: Kolymbas (2005)

4.9. Análise Numérica de Túneis

Em centros urbanos, a interação solo-estrutura em túneis rasos pode acarretar graves problemas por conta da deformação do solo. Logo, é de suma importância que sejam feitos estudos preliminares desta interação para que os efeitos da deformação do terreno sejam minimizados. Problemas de interação solo-estrutura de tamanha complexidade podem ser resolvidos somente pelo emprego de análise numérica, pois esta fornece informações completas a respeito das condições de tensão-deformação do túnel, do maciço terreno que o envolve e as estruturas ao redor (Potts et al., 2002). Segundo o mesmo autor, o estado de tensões induzido pela construção de um túnel raso (denominado estado secundário de tensões) é tridimensional (3D) e depende dos seguintes fatores:

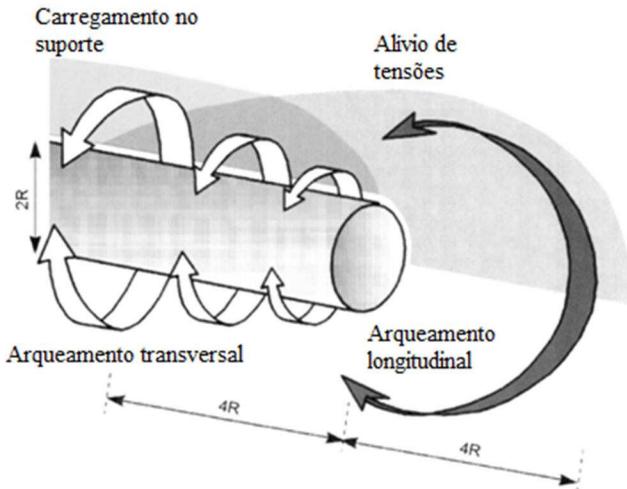
- Geometria do túnel, esta sendo determinada pela seção transversal e pela profundidade;
- Condições geológicas e hidrogeológicas do local de construção;
- Estado (primário) de tensões *in situ*, estes sendo determinados pela profundidade do sobrecarregamento e pelo coeficiente K_0 da pressão lateral do solo em estado de repouso;

- Propriedades reológicas, de deformação e de resistência do terreno e do revestimento;
- Sequência da construção, ou seja, estágios de escavação nas direções transversais e longitudinais e técnicas de instalação do suporte temporário e revestimento permanente.

4.9.1. Efeitos da Escavação Subterrânea no Solo

Embora a tecnologia inovadora empregada pela BraBo a ser vista mais adiante seja de aplicação em maciços rochosos, é oportuno entender o comportamento do maciço de solo frente à escavação, conforme explica França (2006), pois este serve de base para o entendimento do método convergência-confinamento, fundamental para o estudo da interação solo-estrutura.

Figura 4.14 – Arqueamentos transversal e longitudinal em torno da escavação no solo



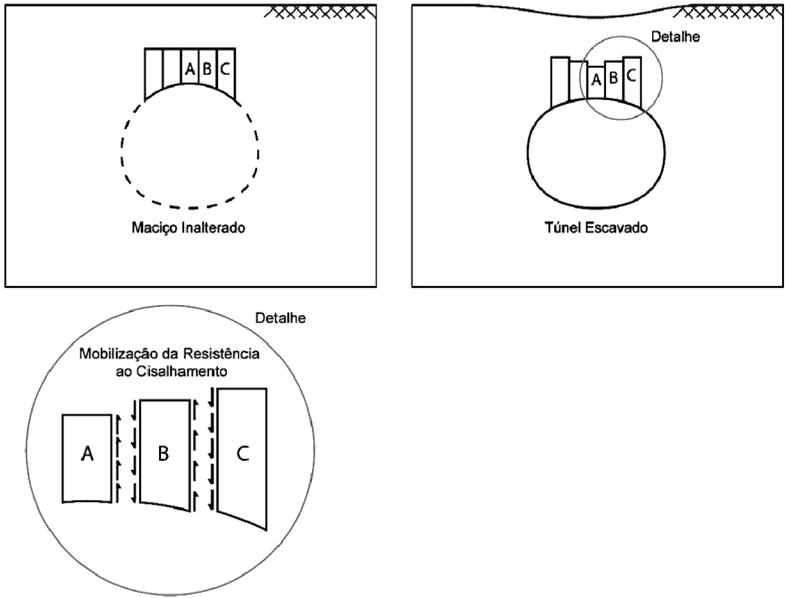
Potts et al., 2002

A princípio considera-se o solo em equilíbrio, em seu estado anterior à escavação. Ao remover o solo de um maciço em seu estado inicial de tensões, remove-se também o campo de tensões de contato devido à sua presença inicial, forçando assim uma mudança na trajetória dos vetores deste campo. Esta mudança transcorre até que um novo

estado de equilíbrio seja encontrado. Este rearranjo das tensões, segundo o qual as tensões de contato entre o solo que foi removido e o restante do maciço são transmitidas para zonas vizinhas não escavadas, chama-se arqueamento de tensões (Figura 4.14). A maneira em que é feito este arqueamento depende não só da geometria do túnel, bem como das propriedades do maciço de solo. O equilíbrio estabelecido pode ser alcançado sem a adoção de um sistema auxiliar de suporte, tratando-se nesse caso de um maciço classificado como autoportante; ou, como ocorre na maioria dos casos, com o auxílio de um sistema de suporte, por exemplo, a adoção de uma estrutura de concreto projetado no contorno da escavação para conter as deformações do maciço (França, 2006).

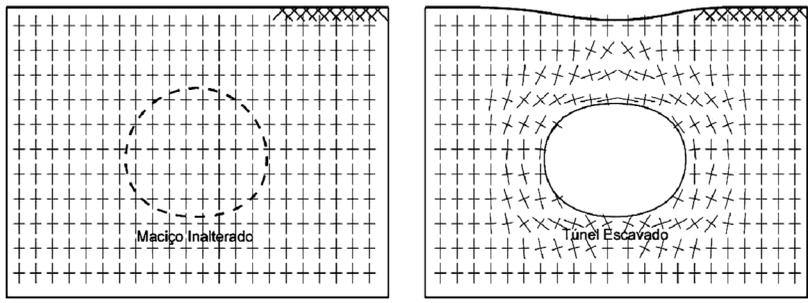
Dependendo das condições do maciço, pode ocorrer o colapso antes que as tensões sofram o arqueamento (Figura 4.15). O arqueamento ocorrerá se houver a mobilização da resistência ao cisalhamento, ou seja, se a tensão de cisalhamento que ocorre entre as seções (representadas pelas regiões A, B e C na Figura 4.15) pelo seu deslocamento (que por sua vez ocorre pelas deformações no maciço do solo) não superar a resistência do solo ao cisalhamento. Se esta resistência não for superada, e a mobilização da resistência ao cisalhamento for permitida, o solo não entra em colapso e ocorre o arqueamento de tensões (Figura 4.16).

Figura 4.15 – Representação da mobilização da resistência ao cisalhamento no solo



Fonte: França, 2006

Figura 4.16 – Representação do arqueamento das tensões devido à escavação

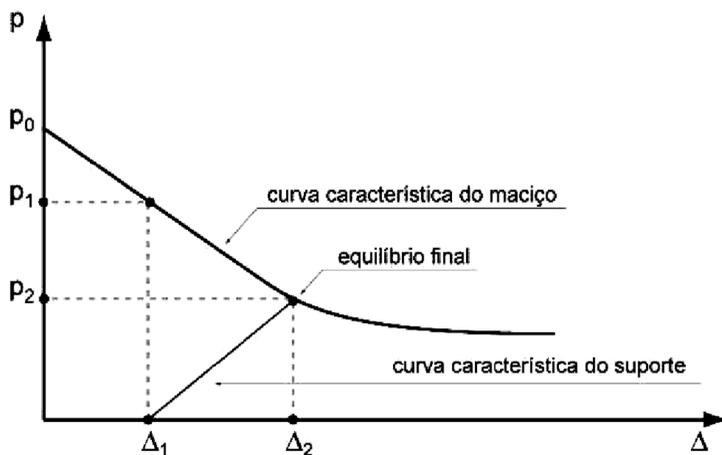


Fonte: França, 2006

Conforme ilustra a Figura 4.16, o arqueamento ocorre nos sentidos longitudinal e transversal. Na maioria dos casos práticos, o efeito da escavação é sentido até aproximadamente dois diâmetros adiante e dois diâmetros atrás da frente de escavação (França, 2006).

Com a instalação da estrutura de suporte, seja o maciço autoportante ou não, esta interfere no equilíbrio do maciço. A Figura 4.17 ilustra graficamente como se dá esta interferência. Nela, o eixo das ordenadas representa os valores p da tensão de contato que o solo a ser removido exerce originalmente contra a área não escavada do maciço. Esta tensão está localizada ao longo da circunferência da região a ser escavada, sendo aplicada externamente em sentido radial à seção transversal. Com a escavação no maciço, o valor de p diminui. Até a instalação do suporte transcorre um intervalo de tempo que permite que p diminua do valor p_0 até o valor p_1 . Após a instalação do suporte, este interage com o maciço de solo, sofrendo suas deformações com a pressão hidrostática do solo, até que o equilíbrio final (indicado por p_2) seja atingido, onde ocorre o encontro entre a curva característica do maciço e a curva característica do suporte. Essa análise de interação solo-estrutura é a base do método conhecido como Método Convergência-Confinamento (França, 2006).

Figura 4.17 – Representação do equilíbrio final da seção do túnel atingida pelo encontro das curvas de deformação do suporte e do solo



Fonte: França, 2006

4.9.2. Método Convergência-Confinamento

Conforme dito anteriormente, o estado de tensões nos túneis é tridimensional, o que implicaria no emprego de um modelo constitutivo por sua vez tridimensional, mediante ferramentas computacionais. O uso de análises tridimensionais, no entanto, requerem custos e tempo elevados, bem como operadores altamente experientes, devendo assim ser empregados somente em casos de alta complexidade do problema (Potts et al., 2002). De modo paradoxal, tais modelos são utilizados principalmente para o uso de aberturas subterrâneas complexas onde é difícil avaliar a influência verdadeira das simplificações necessárias para que se tornem problemas de projeto padronizados (Panet et al., 2001). Logo, é oportuna a recorrência à análise bidimensional da interação solo-estrutura. Esta análise bidimensional é feita pelo método convergência-confinamento.

Define-se a convergência do túnel como sendo o deslocamento relativo entre dois pontos localizados diametralmente opostos no contorno de sua seção devido ao avanço da frente de escavação (Panet et al., 2001). Este deslocamento é função de 4 fatores, sendo estes a distância entre a seção a ser modelada e a frente de escavação (a), o tempo transcorrido desde a escavação desta seção (t), o comprimento do trecho sem suporte do túnel (d) e a rigidez do suporte (K_s).

O sistema de suporte exerce uma pressão, denominada pressão de suporte (p_s), que se opõe à convergência do túnel de raio (R). Definindo u_r como sendo o deslocamento radial de um ponto qualquer na parede do túnel, define-se o módulo de rigidez normal do suporte (K_{SN}) pela expressão:

$$p_s = K_{SN} \frac{u_r}{R} \quad (53)$$

Esta expressão é utilizada em túneis de seção axissimétrica. Caso contrário, é necessária também a expressão para o módulo de rigidez à flexão K_{SF} .

Nas escavações mecanizadas, o método de suporte mais empregado para revestir a face lateral do túnel é o de aduelas de

concreto. Considerando um revestimento anelar de espessura e constante e ($e \ll R$):

$$K_{SN} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \frac{e}{R} \quad (54)$$

$$K_{SF} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \frac{I}{R^3} \quad (55)$$

sendo E_s o coeficiente de elasticidade do suporte e ν_s seu coeficiente de Poisson. O momento de inércia, I , é obtido por:

$$I = \frac{e^3}{12} \quad (56)$$

Para aduelas de concreto, E_s é escrita como (Panet et al., 2001):

$$E_s = \frac{\alpha}{\alpha(1-\beta)+\beta} E_s \quad (57)$$

$$I = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 \frac{e^3}{12} \quad (58)$$

$$I_j = \frac{\alpha^3 e^3}{12} \quad (59)$$

onde α é a espessura da junta da aduela de concreto e β o ângulo em relação ao centro da seção do túnel que se forma entre o centro da junta e sua extremidade.

O princípio do método convergência-confinamento consiste na aplicação de uma tensão σ à abertura do túnel, expressa por:

$$\sigma = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (60)$$

onde σ_0 é a tensão natural do terreno e λ é um parâmetro que simula a escavação em escala de 0 a 1. Esta tensão serve de base para a equação de convergência do terreno, que por sua vez é dada por:

$$f_m(\sigma, u) = 0 \quad (61)$$

Sendo u o deslocamento da parede lateral da abertura do túnel. Em função deste mesmo deslocamento é fornecida a equação de convergência para o suporte:

$$f_s(\sigma, u) = 0 \quad (62)$$

Como o suporte é instalado em uma seção posterior àquela que está sendo escavada (com uma distância d até esta), é evidente que cada seção, ao ser revestida de seu respectivo suporte, terá sofrido uma parcela do deslocamento envolvido na convergência da abertura. Este deslocamento é representado por u_d e corresponde à perda de confinamento λ_d . Dependendo do método utilizado, como por exemplo o método baseado no comportamento elástico do terreno, valores de λ_d podem ser obtidos pela expressão:

$$\lambda_d = 1 - 0,75 \left[\frac{0,75R}{0,75R+d} \right]^2 \quad (63)$$

Outros métodos para a obtenção de λ_d são fornecidos no estudo de Panet et al. (2001). Com esta definição, pode-se concluir que a equação de convergência para o suporte pode ser reescrita como:

$$f[\sigma, (u - u_d)] = 0 \quad (64)$$

Montando-se um sistema de equações com as convergências para a abertura e para o suporte, tem-se o equilíbrio que eventualmente resulta da interação entre o terreno e o suporte (Panet et al., 2001). No caso de um túnel axissimétrico, em que o comportamento do material é suposto elástico, as equações de equilíbrio podem ser expressas por:

$$\sigma_R + \frac{E}{1+\nu} \frac{u_r}{R} - \sigma_0 = 0 \quad (65)$$

$$\sigma_R - K_{SN} \frac{u_r - u_d}{R} = 0 \quad (66)$$

onde σ_R é a tensão radial exercida contra a parede lateral do túnel. A resolução deste sistema de equações determina a tensão do suporte e o deslocamento radial no equilíbrio u_r (Panet et al., 2001):

$$p_s = \frac{K_{SN}}{2G + K_{SN}} (1 - \lambda_d) \sigma_0 \quad (67)$$

$$\frac{u_R}{R} = \frac{2G + \lambda_d K_{SN}}{2G + K_{SN}} \frac{\sigma_0}{2G} \quad (68)$$

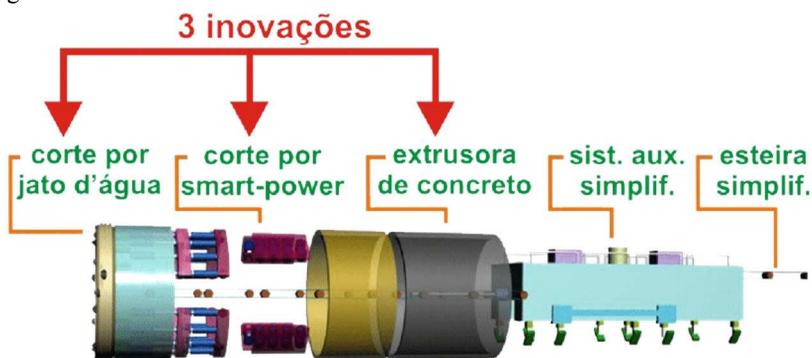
sendo que

$$2G = \frac{E}{1+\nu} \quad (69)$$

5. TECNOLOGIA BRABO

A tuneladora BraBo vem sendo desenvolvida a partir de uma iniciativa de tornar a tecnologia das TBMs mais acessível à construção civil em países emergentes, como o Brasil. As máquinas de grande porte que estão em vigor atualmente apresentam a desvantagem de terem uma taxa de avanço relativamente baixa, que varia entre 20m e 30m diários. Tal desvantagem deve-se principalmente à necessidade de controle gradual dos processos mecânicos que envolvem forças muito elevadas, por exemplo, o impulso necessário para o processo de fraturamento e de travamento para o suporte e fixação (Noronha et al., 2010). Por outro lado, o avanço da frente de escavação de uma tuneladora deve ser feita com elevada cautela, pois é necessário que o risco de desmoronamento em zonas de falhas geológicas, bem como o de vibrações excessivas e desestabilização do solo em meios urbanos, sejam evitados. Para tal, percebe-se uma necessidade por uma preferência pelos processos de “força-inteligente” (*smart-power*) em relação à “força bruta” (Noronha et al., 2010). O emprego da “força inteligente” escolhido no início do projeto consistia em três inovações, conforme ilustra a Figura 4.18.

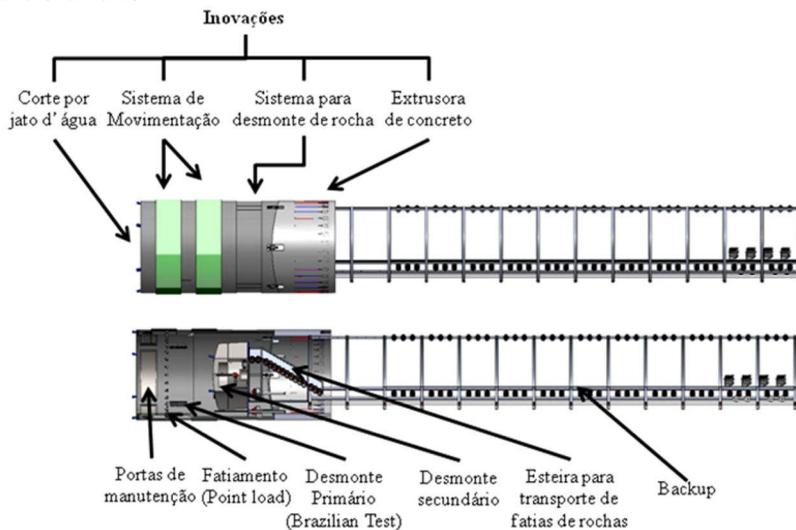
Figura 4.18 – Modelo da tuneladora BraBo e suas 3 inovações tecnológicas originais



Fonte: Noronha et al., 2010

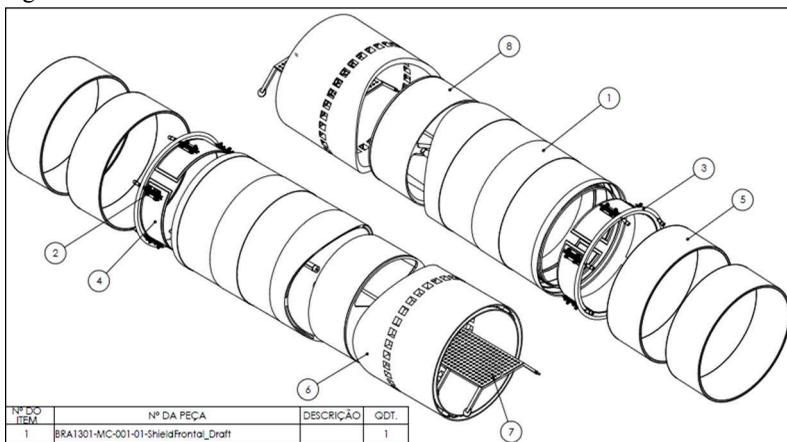
A primeira inovação consiste no uso de um sistema de corte por meio de um jato d'água. Os possíveis fornecedores desta tecnologia à máquina são a *KMT Waterjet* e a *WOMA Kärcher Group*. A segunda inovação consiste no desmonte da rocha em etapas distintas de fragmentação da rocha por cargas estrategicamente aplicadas. A terceira inovação consiste em otimizar a execução do sistema de revestimento e suporte do túnel, o que deverá acarretar maior racionalização de recursos bem como ganho na taxa de avanço da frente de escavação. A perspectiva do resultado do desenvolvimento proposto é projetar e construir uma máquina que apresente taxas de avanço de até 60 m/dia (Noronha et al., 2010). O projeto, na atualidade, consiste em 4 inovações que abrangem as 3 originais (Figura 4.19). Como a tecnologia de “força inteligente” exigia um gasto de energia ainda acima do desejado, optou-se pelo uso de expansores hidráulicos para uma fragmentação adicional que será discutida a seguir. Esta técnica, em conjunto com os outros mecanismos de fragmentação da rocha, foi denominada “desmonte da rocha”. A quarta inovação a ser incrementada é o sistema de movimentação da máquina, baseada na atuação de cilindros e balões hidráulicos. A seguir serão discutidas estas 4 inovações. Deve-se salientar que, por motivos de propriedade intelectual, não será possível descrever na totalidade as inovações propostas. Será dada maior ênfase à tecnologia de desmonte de rocha. As Figuras 4.20 e 4.21 ilustram os detalhes da tuneladora BraBo.

Figura 4.19 – Corte lateral da tuneladora Brabo e seus sistemas de funcionamento



Fonte: Noronha et al., 2013

Figura 4.20 – Detalhes da tuneladora BraBo



Fonte: Noronha et al., 2013

- Limpeza industrial;
- Preparação da superfície;
- Remoção de tintas e revestimentos;
- Hidrodemolição de concreto;
- Fragmentação da rocha;
- Operações assistidas de mineração;
- Usinagem em solo ou em rocha;
- Estabilização do solo;
- Descontaminação;
- Demolição;
- Reciclagem de material;
- Operações de manufatura.

Figura 5.1 – Tecnologia de jato d’água aplicada ao corte de rochas



Fonte: Henriques, 2009

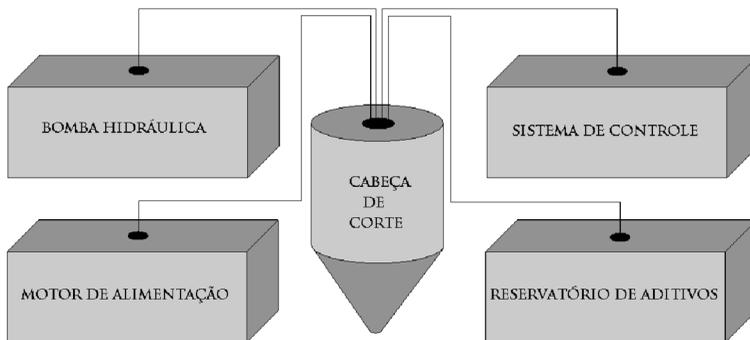
5.1.1. Componentes do Jato D’água

O sistema de jato d’água funciona a alta pressão, que é o que proporciona a capacidade de cortar a rocha por abrasão. Segundo Henriques (2009), há dois tipos de jato d’água, o contínuo e o intermitente. Estes, segundo o mesmo autor, por sua vez, podem ser

puros (ou seja, utilizam apenas água) ou de água com abrasivo. É de interesse notar que, segundo Momber et al. (1998), os jatos d'água contínuos possuem também um certo grau de intermitência. A distinção proposta é a de que se defina como intermitente o jato d'água cuja intermitência seja causada por mecanismos externos e por seus respectivos propósitos. O jato contínuo tem velocidade e pressão constantes em todos os pontos do orifício. Este é atualmente o tipo mais comum em uso na indústria. Já o jato intermitente consiste em interrupções sucessivas ao jato contínuo de água, levando a uma sucessão discreta da dispersão da mesma e pode ser obtido mediante mecanismos de vários tipos (Henriques, 2009). A vantagem deste tipo de jato é a de permitir uma distância de corte mais longa.

O diagrama da Figura 5.2 ilustra os elementos que compõem o sistema de um jato d'água. Nota-se a presença de quatro componentes fundamentais para permitir a atuação da água em alta pressão. Estes são: bomba hidráulica, sistema de controle, cabeça de corte e motor de alimentação. Há também o reservatório de aditivos, o que é descartado no caso do jato ser puro. Caso contrário, torna-se necessária a sua presença.

Figura 5.2 – Ilustração dos componentes do jato d'água

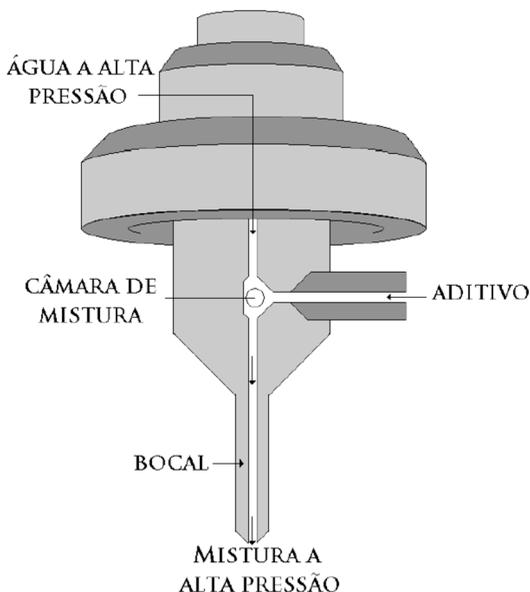


Fonte: Henriques, 2009

O componente que mais merece destaque entre os citados acima é a cabeça de corte, ilustrada na Figura 5.3. A cabeça de corte é a seção do sistema de corte por jato d'água responsável por direcionar o fluxo de água para o ponto de corte e pela mistura de aditivos na água no caso do sistema de corte com jato d'água abrasivo (Henriques, 2009). A cabeça

de corte pode variar seu formato em função do tipo de jato d'água. Na Figura 5.3 está ilustrada uma com um bocal, no entanto, pode-se projetar uma cabeça de corte com bocais múltiplos, o que será o caso dos jatos d'água instalados na tuneladora BraBo.

Figura 5.3 – Ilustração dos componentes do bico de corte do jato d'água



Fonte: Henriques, 2009

5.1.2. Mecanismo de Corte por Jato D'água

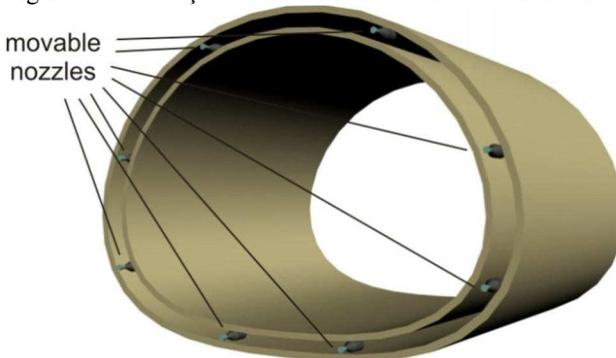
Segundo Noronha et al. (2012), os mecanismos físicos que causam a erosão no material rochoso dependem em larga escala nas propriedades geológicas e mecânicas do material. As teorias acerca do mecanismo de corte variam. Os que mais merecem destaque são o modelo de arrasto da cavitação, o modelo de erosão do material e o modelo semiempírico hidroabrasivo (Noronha et al., 2012). Simulações numéricas pelo método dos elementos finitos também tem sido de auxílio na modelagem dos mecanismos de corte. Estes, no entanto, não dispensam a obrigatoriedade de ensaios em laboratório.

5.1.3. Inovação da Brabo

Uma das mais importantes inovações tecnológicas propostas no projeto da tuneladora BraBo diz respeito à metodologia de corte por jatos d'água (Noronha et al., 2012). Esta é a primeira inovação tecnológica proposta pelo projeto de desenvolvimento da tuneladora. A inovação é relativamente simples. No entanto, a expectativa é de que esta inovação reduza em alta escala os custos e aumente a taxa de avanço da frente de escavação.

A tuneladora BraBo é de escudo duplo, ou seja, é do tipo *Double Shielded TBM*. Na face dianteira de seu escudo está instalado um arranjo de jatos d'água equidistantes entre si que efetuarão a primeira etapa do corte em rocha (Figura 5.4). O interior da tuneladora é equipado com um *Logic Programmable Controller* (LPC), ou seja, um sistema de controle lógico programável, que é responsável pelo controle dos trajetos e das velocidades dos bicos de corte. Neste caso, porém o projeto preliminar não visa a rotação do escudo, e sim a movimentação os bicos de corte ao longo dele. No que tange o projeto atual, a trajetória dos bicos de corte é feita pela rotação do escudo, que compõe a cabeça giratória. Este mecanismo será discutido mais adiante. Na maioria das condições geológicas, a taxa de avanço esperada para a tuneladora BraBo é de 60 a 120 metros diários, o que varia de acordo com o número de bicos de corte e outros detalhes específicos (Noronha et al., 2012).

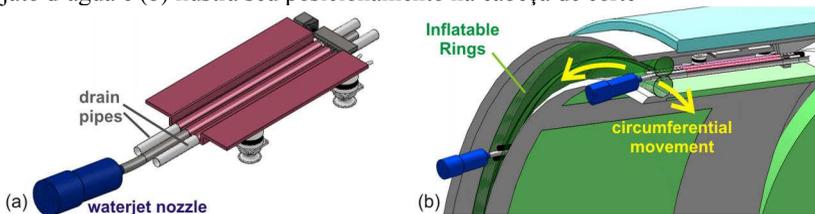
Figura 5.4 – Cabeça de corte e bicos de corte da tuneladora BraBo



Fonte: Noronha et al., 2012

A cabeça de corte dos jatos d'água, conforme concebidos atualmente pelo projeto da BraBo, possuem formato de acordo com a Figura 5.5a. À direita, a Figura 5.5b ilustra também o posicionamento destes na face dianteira do escudo, indicando o sentido do movimento da cabeça giratória.

Figura 5.5 – Ferramentas de corte da tuneladora BraBo, onde (a) é o detalhe do jato d'água e (b) ilustra seu posicionamento na cabeça de corte

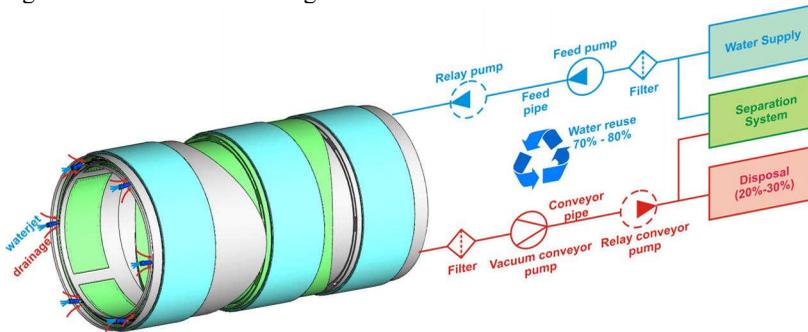


Fonte: Noronha et al., 2013

5.1.4. Sistema de Drenagem

O projeto visa também a implantação de um sistema de drenagem, principalmente para que seja prevenida a inundação do túnel. Para que seja garantido um ambiente de trabalho seguro, limpo e saudável, um sistema bem planejado de drenagem durante o ciclo da tuneladora BraBo é de suma importância (Noronha et al., 2012). O sistema de drenagem visa remover a água utilizada no corte, bem como a água infiltrada, do local de escavação, mediante o uso de bombas centrífugas associadas aos tubos (drenos) associados à face giratória. O projeto em desenvolvimento da tuneladora BraBo propõe também uma iniciativa de reciclagem da água, conforme ilustra a figura 5.6 abaixo. Há dois tipos de bombas disponíveis para o projeto, a saber, as de engrenagem e as centrífugas. As bombas de engrenagem possuem alta taxa de transferência de energia para o fluido, porém não fornecem a mesma vazão que as centrífugas (Noronha et al., 2013). É necessária também a instalação de um sistema de filtragem associado ao sistema de drenagem, para que a água drenada possa ser reutilizada. Este sistema, conforme ilustra a figura 5.6, consiste em pelo menos uma camada filtrante e uma camada de percolação (Noronha et al., 2013).

Figura 5.6 – Sistema de drenagem da tuneladora BraBo



Fonte: Noronha et al., 2013

5.2. Tecnologia de Desmorte da Rocha

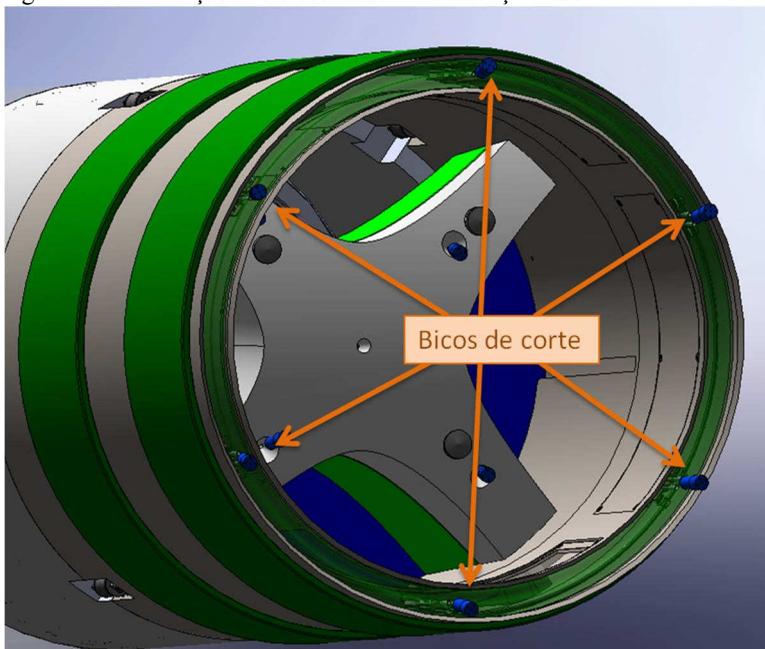
A tecnologia de desmorte da rocha compõe a segunda inovação tecnológica promovida pela tuneladora BraBo. Esta toma conta do processo de escavação imediatamente após a aplicação da etapa descrita acima, que corresponde à primeira inovação. O processo de desmorte da rocha, que vem a ser o processo que compõe a tecnologia de corte por desmorte de rocha, é subdividido em quatro etapas que serão explicitadas a seguir. São estas:

- Escavação anular;
- Fatiamento (*Point Load Test*);
- Divisão primária (*Brazilian Test*);
- Divisão secundária.

5.2.1. Escavação Anular

A escavação anular é feita por hidrodemolição. A Figura 5.7 ilustra os principais instrumentos envolvidos no processo de escavação anular. A face giratória da máquina possui seis jatos d'água, posicionados equidistantemente ao longo da circunferência da seção frontal do escudo (face giratória), cujos bicos de corte estão indicados. O bico de corte pode ser visto com maior nitidez na Figura 5.7 que segue.

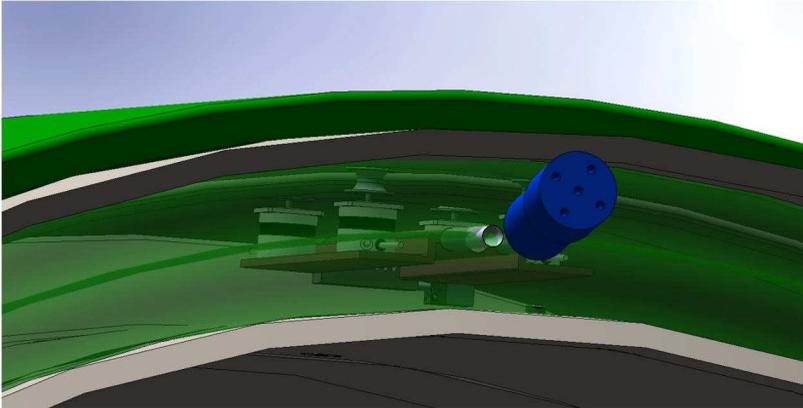
Figura 5.7 – Indicação dos bicos de corte na cabeça de corte



Adaptado de Noronha et al., 2013

Com a rotação da face giratória, os bicos de corte, cada um com seu sistema de hidrodemolição acionado, percorrem em conjunto um movimento circular que resulta numa trajetória anular de corte na rocha. Este processo de rotação por parte da cabeça giratória e hidrodemolição por parte dos jatos d'água continua até que o anel escavado na rocha atinja profundidade suficiente para dar início à segunda etapa do desmonte da rocha (nota-se pela Figura 5.8 a presença de 5 bocais na boca de corte).

Figura 5.8 – Vista do bico de corte do jato para hidrodemolição

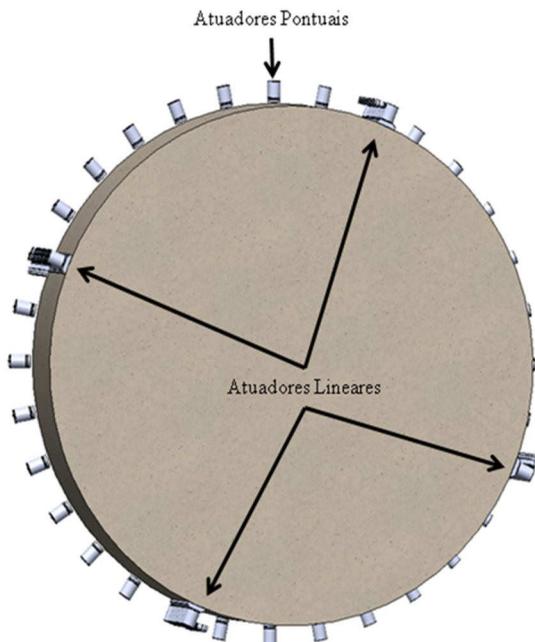


Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.2. Fatiamento (Point Load Test)

O fatiamento compõe a segunda etapa do desmonte da rocha. O processo envolvido nesta etapa baseia-se no teste de cargas pontuais, também conhecido como *Point Load Test*. A etapa da escavação anular permite a formação de um cilindro de rocha pronto para ser destacado do maciço. Esta tarefa é realizada pelo fatiamento por *Point Load*. A tuneladora, em seu sistema de corte por desmonte de rocha, é provida de 32 atuadores cilíndricos equidistantes posicionados ao longo da lateral do cilindro de modo que apliquem um conjunto de cargas lineares radialmente opostas, ou seja, de módulo convergente para o centro da seção do cilindro (estes atuadores estão indicados como atuadores pontuais na Figura 5.). A aplicação das cargas lineares gera um campo de tensões no cilindro que se concentram no plano de atuação destas cargas. Uma vez que este campo de tensões supera a resistência da rocha, ocorre a ruptura do bloco, assim concluindo o processo de fatiamento da rocha.

Figura 5.9 – Atuadores pontuais e lineares no bloco cilíndrico



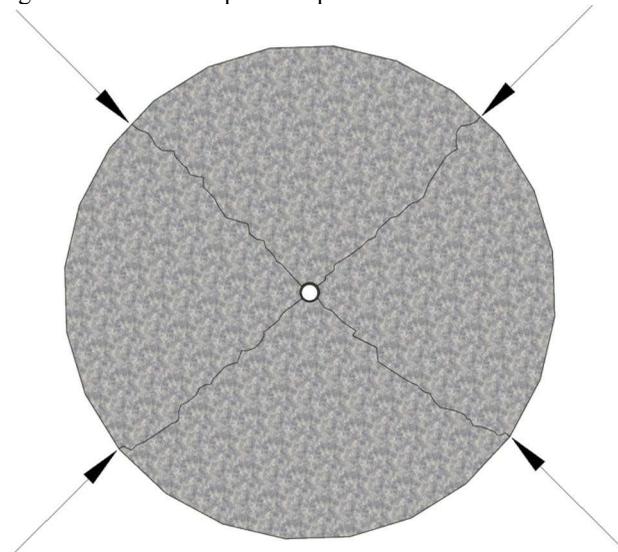
Fonte: Noronha, 2013

5.2.3. Divisão Primária (Brazilian Test)

Conforme ilustra a Figura 5.9, os atuadores pontuais (*Point Load*) estão localizados próximos aos atuadores lineares (*Brazilian Test*), que são os instrumentos responsáveis pela terceira etapa do desmonte da rocha. Uma vez concluída o processo de remoção do bloco cilíndrico de rocha do maciço, é necessário fragmentá-lo para que sua remoção seja permitida, podendo assim a tuneladora proceder com o avanço e a escavação. Esta tarefa é cumprida inicialmente com a divisão primária, realizada pelo *Brazilian Test*. O emprego deste processo é favorecido pelo formato cilíndrico do bloco a ser fragmentado. Os atuadores *Brazilian Test* consistem em 4 filas de cilindros hidráulicos, dispostos de maneira análoga aos atuadores *Point Load*, de modo a formar 4 trechos iguais de cargas lineares, atuando radial e concêntricamente (Noronha et al., 2013). Quando aplicadas ao bloco cilíndrico, as cargas lineares geram um campo de tensões, como no caso

do *Point Load Test*, que se concentram ao longo dos dois planos de atuação destas cargas. A ruptura do bloco ocorre quando a resistência da rocha ao cisalhamento é superada pelo campo de tensões gerado pela atuação dos cilindros. O bloco, por consequência, é dividido em quatro partes, concluindo assim a etapa da divisão primária (Figura 5.10). Foram feitas simulações com auxílio do programa Midas GTS (ferramenta computacional baseada no método dos elementos finitos) que mostram como este mecanismo de fragmentação torna-se mais eficiente com a aplicação de um furo central no cilindro rochoso. Os resultados destas simulações serão discutidos mais adiante.

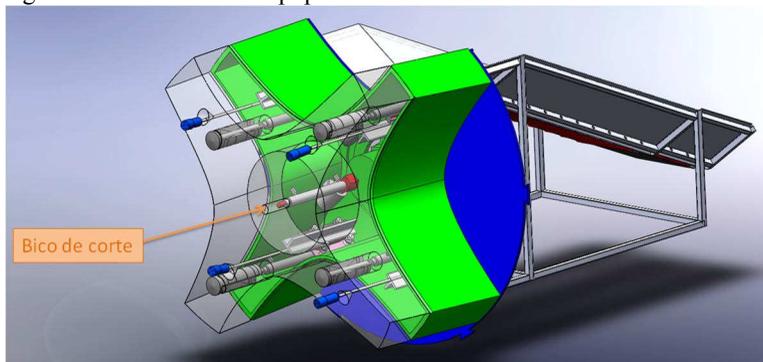
Figura 5.10 – Divisão primária pelo *Brazilian Test*



Fonte: Noronha, 2013

A Figura 5.11 ilustra o interior da cabeça de corte com indicação do bico do jato d'água responsável pela execução do furo central no bloco.

Figura 5.11 – Sistema de equipamentos da divisão secundária da rocha



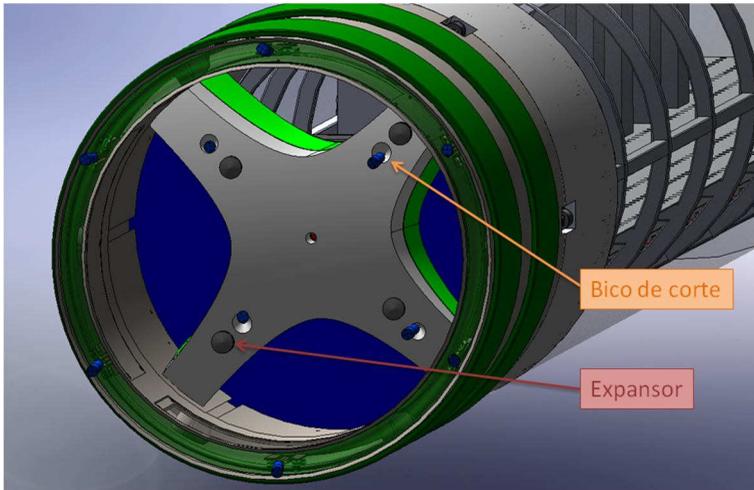
Adaptado de Noronha et al., 2013

5.2.4. Divisão Secundária

A divisão secundária é a etapa que conclui o processo de desmonte da rocha. Esta é realizada pelo sistema ilustrado na Figura 5.11 e pelas ferramentas ilustradas na Figura 5.12. O sistema consiste primeiramente em uma cabeça giratória com liberdade de rotação em 90° , cuja função é permitir que as ferramentas de corte (os jatos d'água e os expansores) percorram o movimento em arco necessário para realizar o restante do fatiamento.

O formato da cabeça giratória é o de uma cruz com dentes iguais, onde a aresta de cada quadrante assemelha-se a uma curva hiperbólica (este formato é importante para facilitar a remoção do material). Cada dente da cabeça é provido de um jato d'água e um expansor. Os dois são alinhados radialmente em relação ao centro da cabeça. Para cada dente em que o jato está mais próximo ao centro e o expansor mais distante, nos dentes vizinhos eles estão instalados em posições revertidas, de tal modo que com cada giro de 90° da cabeça o expansor possa ser inserido dentro do furo deixado pelo jato d'água do dente anterior (Noronha et al., 2013). Este mecanismo permite que cada expansor seja encaixado dentro de um furo e possa assim realizar a etapa da divisão final do bloco.

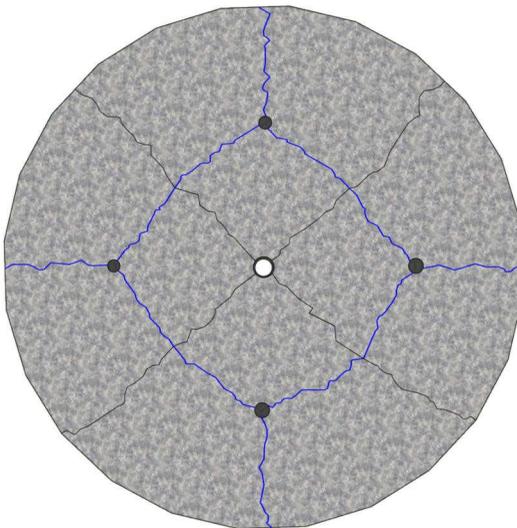
Figura 5.12 – Vista exterior da tuneladora Brabo com seus equipamentos de desmonte instalados



Adaptado de Noronha et al., 2013

O mecanismo de atuação por parte do expansor será discutido mais adiante. Para o processo aqui descrito basta mencionar que este tem formato cilíndrico e consiste em cunhas que, por um mecanismo de pressão por injeção de fluidos, divergem-se e aplicam uma tensão de contato no interior do bloco da rocha. O número de cunhas pode variar, no entanto adota-se o valor de 3 para maior clareza. A injeção do fluido nas câmaras dos expansores provoca uma pressão hidráulica em seu interior, fazendo com que as cunhas se deslizem em sentido radial em relação ao eixo do cilindro expansor. Estas expansões, provocando a tensão de contato entre as cunhas e o bloco na região do furo, por fim geram um campo de tensões que por sua vez provocará a ruptura final dos blocos de rocha conforme ilustra a figura 5.13 abaixo.

Figura 5.13 – Divisão secundária da rocha

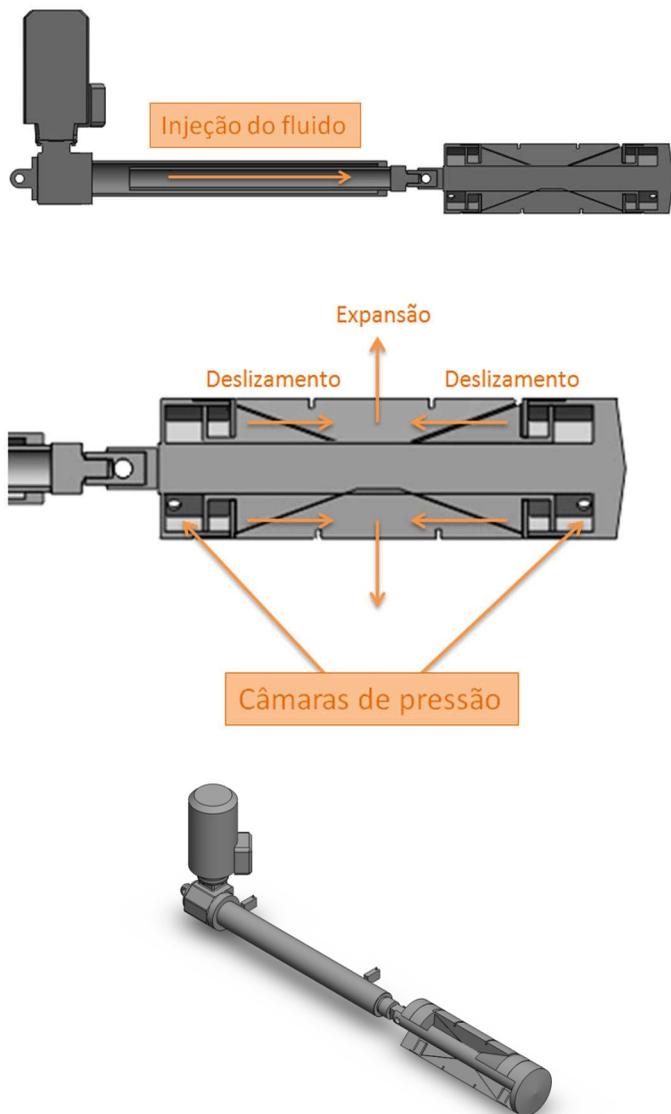


Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.5. Atuação dos Expansores

A Figura 5.14 ilustra o mecanismo do expansor. Este está ligado a uma mangueira responsável pelo bombeamento do fluido para realizar a pressão hidráulica necessária. Uma vez transportado o fluido, este é injetado nas câmaras de pressão, conforme ilustra a Figura 5.14b. Com a injeção do fluido, a pressão hidráulica provoca o deslizamento das cunhas cilíndricas na horizontal, aumentando assim a força de contato entre estas e as cunhas de expansão. Pela 3ª Lei de Newton, estas as cunhas de expansão acabam por deslocar-se para fora do cilindro, assim realizando o processo de expansão. A Figura 5.14c na sequência ilustra uma vista isométrica do expansor.

Figura 5.14 – Detalhes do funcionamento dos expansores

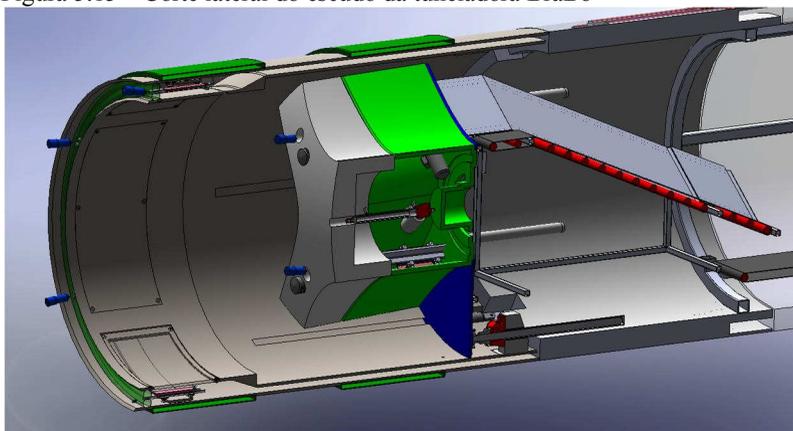


Fonte: Acervo da BraBo

5.2.6. Remoção das Rochas Residuais

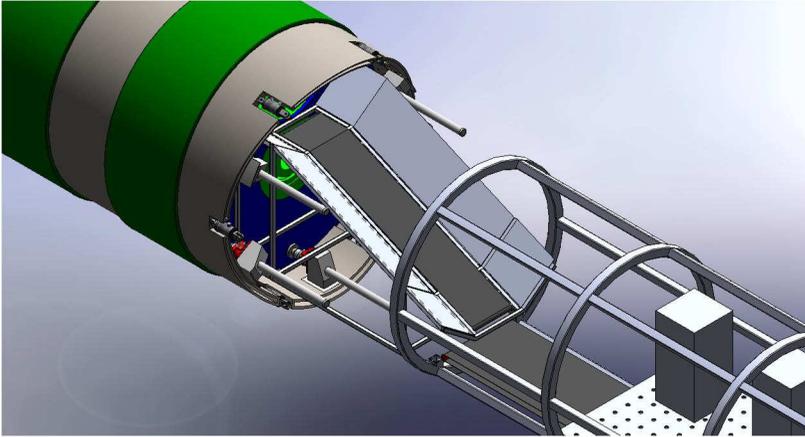
Uma vez desmontada a rocha, é necessária a remoção de seus fragmentos a fim de que a tuneladora possa proceder com a escavação. O sistema de remoção é composto basicamente de um trado acoplado à cabeça giratória, com o mesmo formato desta, e de um sistema de esteiras de transporte para o material. As Figuras 5.15 e 5.16 ilustram com maior clareza o trado e o sistema de esteiras, respectivamente. O trado deve possuir uma certa inclinação, ou seja, seu formato não deve ser perfeitamente prismático e sim levemente helicoidal, pois, embora esta inclinação seja pouco perceptível a olho nu, é essencial para que o material escavado possa deslizar-se sobre a superfície com a sua rotação e assim seja removido com eficácia.

Figura 5.15 – Corte lateral do escudo da tuneladora BraBo



Fonte: Noronha et al., 2013

Figura 5.16 – Vista posterior do escudo da tuneladora BraBo

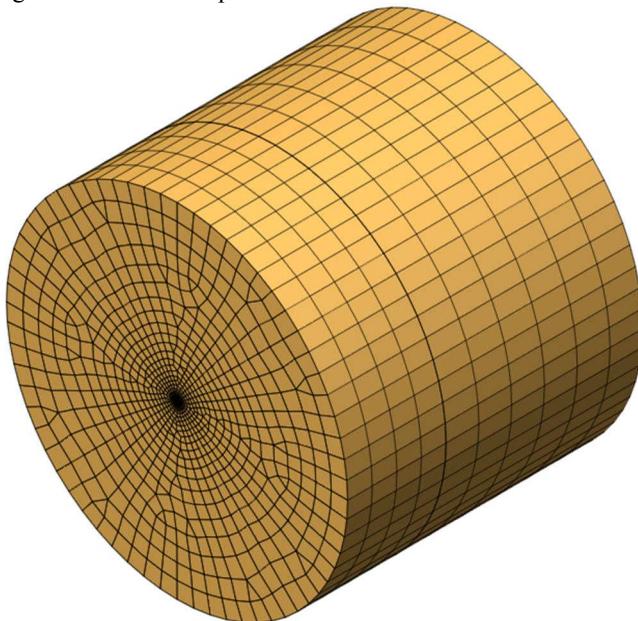


Fonte: Acervo da BraBo

5.2.7. Análises Numéricas para o Fatiamento

As características do processo de desmonte da rocha podem variar na prática, como eficácia do fatiamento, tensão necessária a ser aplicada no cilindro, e depende em larga escala das propriedades da rocha encontrada na escavação. No entanto, foram feitas simulações numéricas em programas computacionais para se obter uma estimativa dos resultados a ser esperados. O programa escolhido foi Midas GTS, que, conforme dito anteriormente, opera na base de elementos finitos. É importante frisar que este programa é suficientemente sofisticado para se realizar análises tridimensionais. A montagem do bloco cilíndrico e sua separação em elementos podem ser visualizados na figura 5.17 abaixo. As análises dizem respeito às três etapas fundamentais do desmonte, ou seja, o fatiamento, a divisão primária e a divisão secundária. A seguir serão discutidos os resultados obtidos a partir das simulações numéricas.

Figura 5.17 – Modelo para o *Point Load Test*



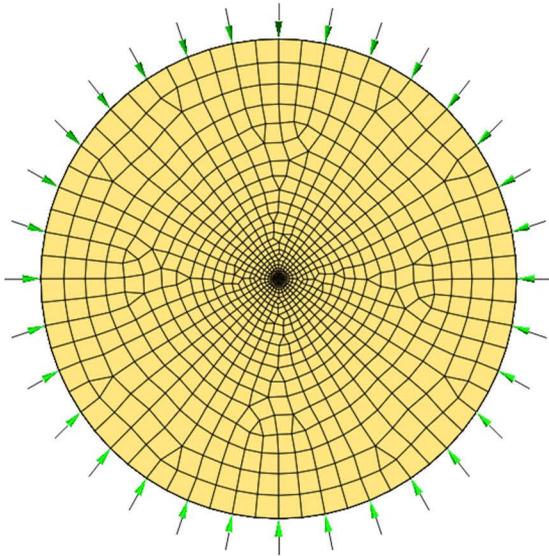
Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.8. Point Load Test

Conforme mencionado acima, a primeira etapa do desmonte da rocha após a escavação anular é realizada pelo fatiamento por atuadores pontuais, ou seja, pela aplicação do *Point Load Test*.

O modelo cilíndrico considerado possui 2,25m de comprimento e 2,6m de diâmetro. A malha gerada do sólido é composta por 9944 elementos. Por questões de facilidade de cálculo, supõe-se que o cilindro tenha sido extraído de rocha sã. Os parâmetros de cálculo selecionados são:

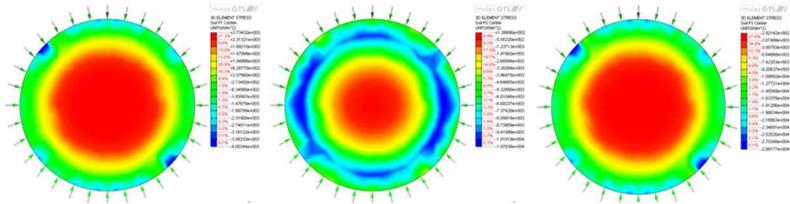
- Módulo de elasticidade (E) = 20 GN/m²;
- Peso específico (γ) = 24 kN/m³;
- Coeficiente de Poisson (ν) = 0,3;
- Resistência à compressão (f_{ck}) = 60 MN/m²;
- Coesão (c) = 3 MN/m²;
- Ângulo de atrito (φ) = 40°.

Figura 5.18 – Distribuição das 32 forças no sistema *Point Load*

Fonte: Noronha et al., 2013

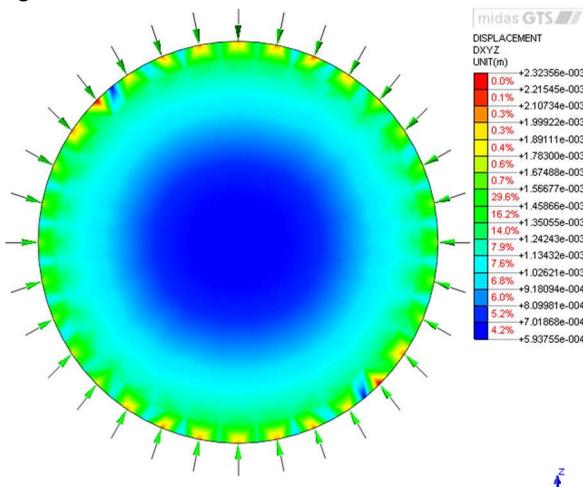
Como são 32 os atuadores pontuais, aplicam-se 32 cargas pontuais equidistantemente distribuídas ao longo da face lateral do cilindro, conforme ilustra a Figura 5.18. As Figuras 5.19 e 5.20 na sequência ilustram os resultados obtidos pela análise computacional. A Figura 5.19 apresenta os resultados dos campos de tensões com as componentes σ_1 , σ_2 e σ_3 , respectivamente. Cada carga pontual na simulação teve valor de 1.260 kN. As deformações resultantes do campo de tensões computadas estão representadas pela Figura 5.20. Segundo Noronha et al. (2013), as tensões apresentaram um comportamento dentro do esperado para que ocorra a separação da fatia de rocha do maciço. O deslocamento máximo ocorrido foi de aproximadamente 2,3mm.

Figura 5.19 – Tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 do modelo 3D da esquerda para a direita



Fonte: Noronha et al., 2013

Figura 5.20 – Deslocamentos obtidos no sistema *Point Load*



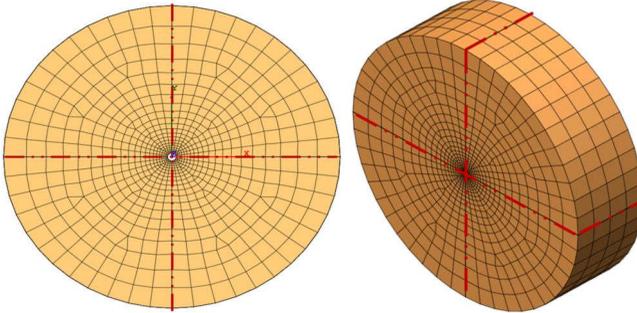
Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.9. Brazilian Test

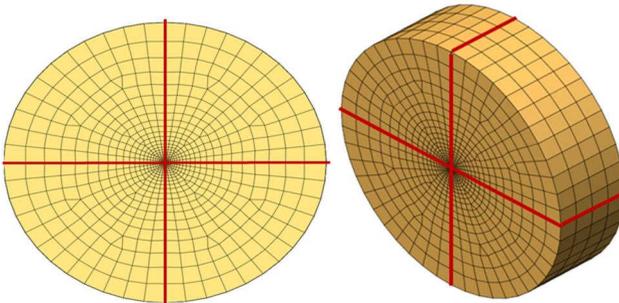
Após o fatiamento, a etapa que procede é a divisão primária. Esta divisão é feita pela aplicação do *Brazilian Test*. O objetivo principal das simulações numéricas feitas envolvendo o *Brazilian Test* foi, conforme dito anteriormente, verificar se é ou não oportuna a execução de um furo central no bloco cilíndrico desmontado. A função do furo seria a de tornar a divisão primária um processo mais eficaz, ou seja, diminuir a tensão necessária para a ruptura. A Figura 5.21 abaixo ilustra os modelos cilíndricos em malha para a análise.

Figura 5.21 – Duplo ensaio brasileiro em modelo (a) com furo central e (b) sem furo central

(a)



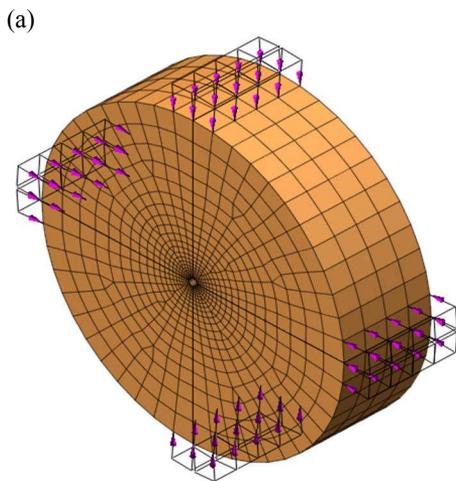
(b)



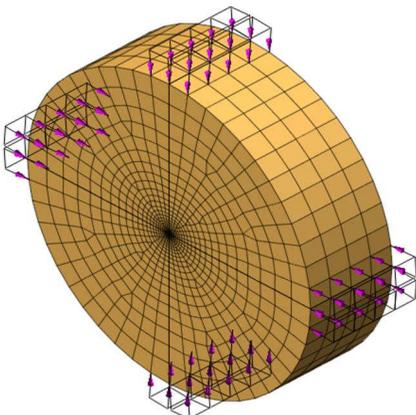
Fonte: Noronha et al., 2013

A Figura 5.21a representa o modelo cilíndrico analisado com furo central, ao passo que a Figura 5.21b o representa sem o furo. Os dois modelos, também submetidos à análise tridimensional, apresentam uma malha de 2.992 elementos. O diâmetro dos modelos é 2,6 m, o comprimento é 0,75 m e o furo central do modelo da Figura 5.21a tem 7,5 cm de diâmetro. Os parâmetros escolhidos para os modelos são os mesmos que os para o Point Load Test e o carregamento linear aplicado tem intensidade de 18000 kN/m^2 . A distribuição do carregamento linear foi configurada conforme ilustra a Figura 5.22 abaixo.

Figura 5.22 – Duplo ensaio brasileiro em modelo (a) com furo central e (b) sem furo central



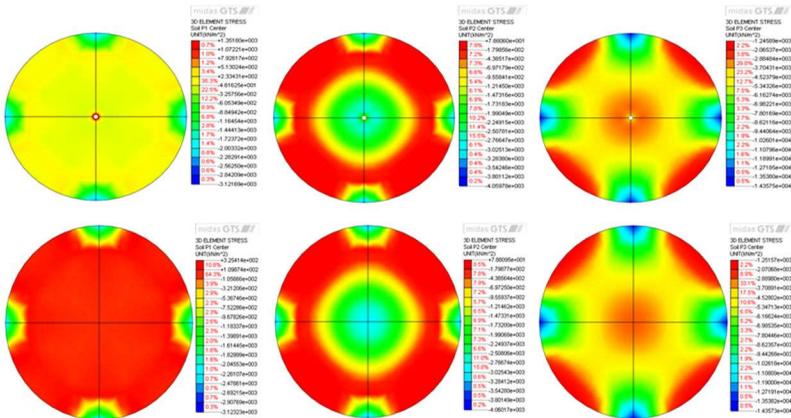
(b)



Fonte: Noronha et al., 2013

Os resultados obtidos nas análises, conforme foi antecipado anteriormente, favorecem a presença do furo central no bloco para a divisão primária. A Figura 5.23 mostra os campos de tensões obtidos a partir das simulações. Os modelos da parte superior da figura representam o campo das componentes σ_1 , σ_2 e σ_3 com o furo central no cilindro e os da parte inferior representam o campo das componentes σ_1 , σ_2 e σ_3 sem o furo central.

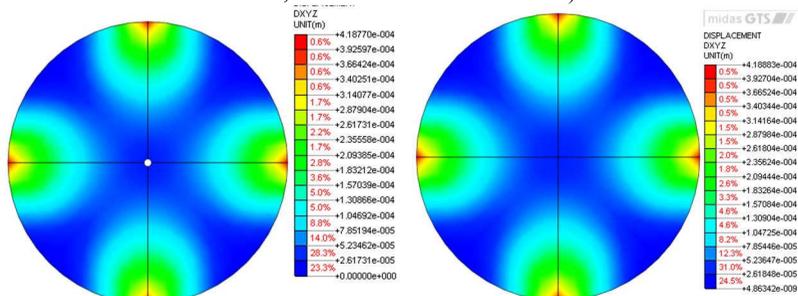
Figura 5.23 – Tensões do modelo 3D (superior – ensaio brasileiro com furo central e, inferior – ensaio brasileiro sem furo central), (tensões principais σ_1 , σ_2 , σ_3 da esquerda para a direita)



Fonte: Noronha et al., 2013

Os resultados obtidos, segundo Noronha et al. (2013), indicam que o campo de tensões principais mostra que a carga necessária para a fratura da fatia de rocha, quando o furo central está presente, é menor que a carga necessária para fratura a rocha quando não existe o furo central. Os resultados dos deslocamentos resultantes dos campos de tensões são apresentados na Figura 5.24. O maior deslocamento computado é da ordem de 0,42 mm, o que é matematicamente desprezível. A conclusão final da simulação é que a presença do furo central no bloco cilíndrico favorece a eficácia da divisão primária da rocha, o que justifica a decisão da BraBo ter incluído o jato d'água para tal finalidade.

Figura 5.24 – Representação dos deslocamentos do modelo (à esquerda – ensaio brasileiro com furo central e, à direita – sem furo central)



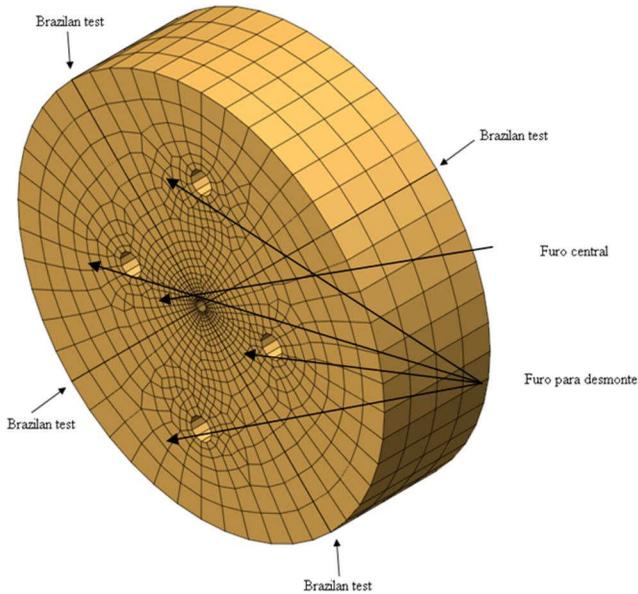
Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.10. Fragmentação Secundária

A fragmentação secundária é a última etapa do processo de desmonte da rocha. Sendo feita mediante a aplicação de tensões no interior do bloco por atuação dos expansores, é necessária uma análise computacional dos efeitos a ser esperados por conta da atuação destes expansores. O número selecionado de cunhas para dar andamento à análise é de 3. O escopo desta simulação foi verificar a melhor distribuição dos furos a serem aplicados para o desmonte final por atuação dos expansores.

5.2.10.1. Primeira Simulação

O modelo a ser tomado como ponto de partida para a elaboração da malha é o bloco cilíndrico com furo central de 7,5 cm, conforme selecionado anteriormente. Além do furo central, serão aplicados 4 furos (Figura 5.25) no sólido, cada um com 15 cm de diâmetro. Estes furos representam aqueles nos quais deverão ser encaixados os expansores. A distância entre o centro do furo central e o centro do furo para o expansor é de 75cm na vertical e de 50 cm na horizontal.

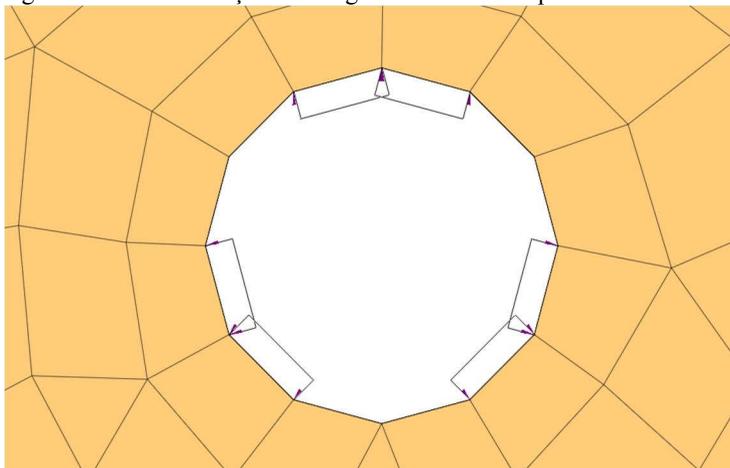
Figura 5.25 – Posições do *Brazilian Test*, furo central e furos para o desmonte

Fonte: Noronha et al., 2013

Para esta análise numérica foi feita uma malha composta de 3.936 elementos finitos, sendo menores os contidos ao redor dos furos de expansão. Esta medida é necessária para se obter um resultado com maior precisão, principalmente pelo fato da análise estar envolvendo diretamente estes furos. O efeito da não-linearidade dos materiais foi baseado no critério de Mohr-Coulomb (Noronha et al., 2013). Foram feitas 3 análises diferentes, variando no número de cunhas a serem aplicadas.

A primeira simulação feita foi com expansor de 3 cunhas, cada qual aplicando uma carga de 18 MN/m^2 uniformemente nos furos para o desmonte, conforme ilustra a Figura 5.26 abaixo. As cargas foram aplicadas de maneira equidistante, ou seja, formando um ângulo de 120° entre si.

Figura 5.26 – Distribuição das cargas dos mandris expansores com 3 cunhas

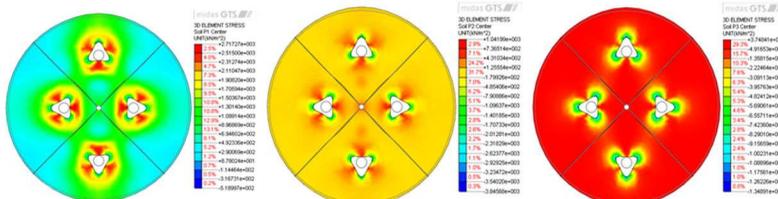


Fonte: Noronha et al., 2013

No caso da divisão secundária da rocha, optou-se por seleccionar parâmetros e condições de contorno mais desfavoráveis, por motivos de segurança. Assim, tanto o nível de tensões quanto o de deslocamentos resultantes da análise devem ser mais baixos que os valores a serem observados “in situ” (Noronha et al., 2013).

Os resultados observados a partir da simulação estavam contidos entre os esperados. A Figura 5.27 apresenta os resultados dos campos de tensão com as componentes σ_1 , σ_2 e σ_3 .

Figura 5.27 – Tensões do modelo 3D (σ_1 , σ_2 e σ_3 da esquerda para a direita)

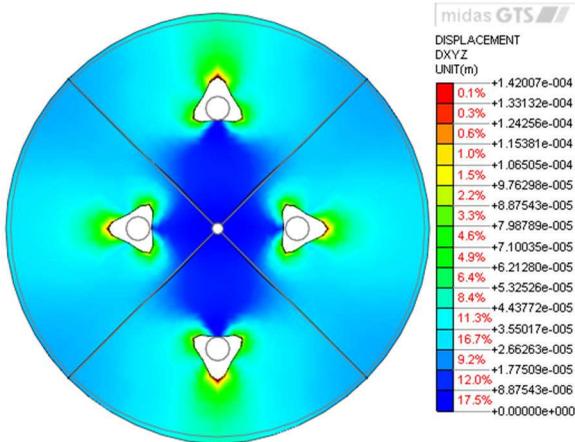


Fonte: Noronha et al., 2013

Nota-se que o campo das tensões ao redor dos furos é da ordem de 6 MN/m^2 , o que é assaz coerente com o valor da resistência à tração da rocha (Noronha et al., 2013). Pelo que indicam os campos de tensões

representados acima, deduz-se que cada fatia do cilindro rochoso será rompido em outros 3 fragmentos. Os resultados dos deslocamentos são apresentados na Figura 5.28. O maior deslocamento verificado pela simulação é matematicamente desprezível, sendo de 0,14 mm.

Figura 5.28 – Representação dos deslocamentos do modelo

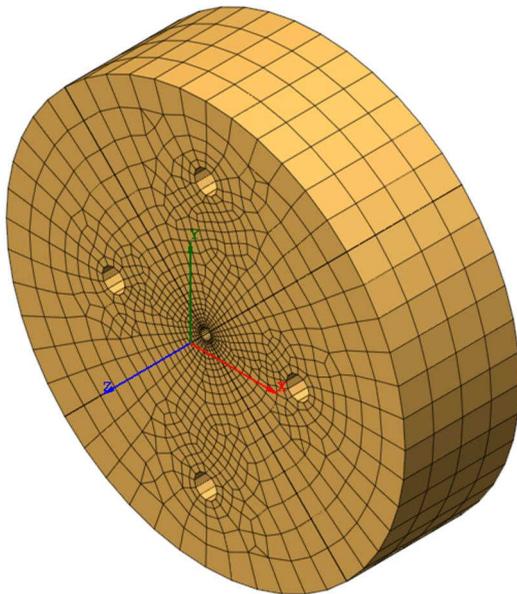


Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.10.2. Segunda Simulação

A segunda simulação difere da primeira na distância entre os furos e no número de elementos que compõem a malha. A distância entre o centro do furo central e o centro do furo para o expansor é de 0,85 m na vertical e 0,60 m na horizontal. A mudança da posição do furo, conforme ilustra a Figura 5.29, acarreta mudanças na malha do modelo, que por consequência passa a ser composta por 4.136 elementos.

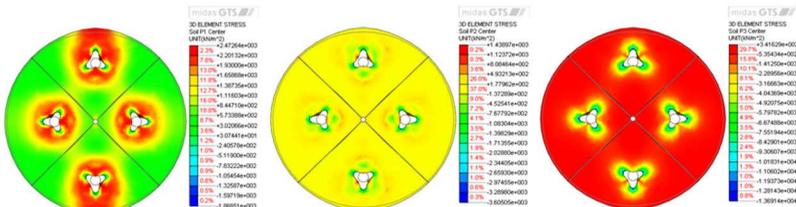
Figura 5.29 – Visão geral do modelo 3D em Elementos Finitos elaborado para a análise



Fonte: Noronha et al., 2013

A Figura 5.30 ilustra a representação dos campos de tensões das componentes σ_1 , σ_2 e σ_3 do modelo simulado. Conforme Noronha et al. (2013), o estado de tensões, ao final da simulação de desmonte de rocha, apresentou níveis dentro do esperado para a ruptura da rocha. A tensão máxima detectada é da ordem de $8,4 \text{ MN/m}^2$.

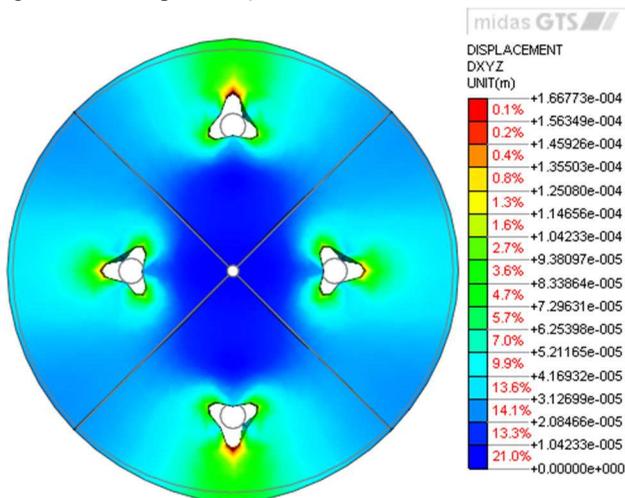
Figura 5.30 – Resultado das tensões do modelo 3D (σ_1 , σ_2 e σ_3 da esquerda para a direita)



Fonte: Noronha et al., 2013

Os resultados da deformação estão expostos na Figura 5.31. Assim como ocorreu na primeira simulação, o maior deslocamento também é matematicamente desprezível, sendo este da ordem de 0,16 mm. Assim como a primeira simulação, a segunda indica que cada fatia do cilindro rochoso será rompido em outros 3 fragmentos.

Figura 5.31 – Representação dos deslocamentos do modelo



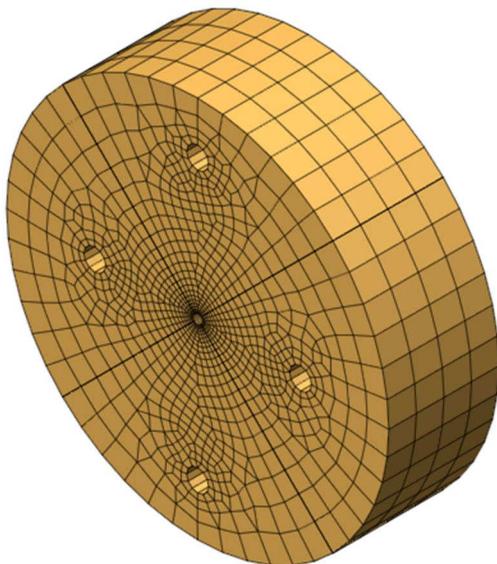
Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.10.3. Terceira Simulação

A terceira simulação diferencia-se das demais também pela distância entre os furos e pelo número de elementos na malha. Nesta, a

distância entre o centro do furo central e o centro do furo para o expansor é de 0,95 m na vertical e de 0,70 m na horizontal. A nova malha do sólido passa a possuir 4.280 elementos finitos.

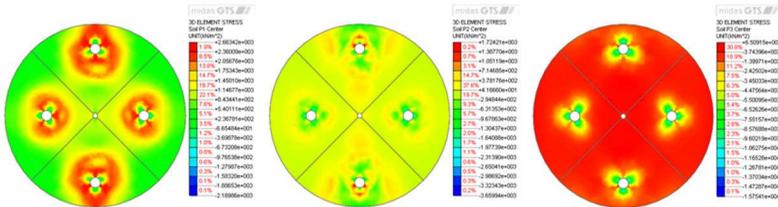
Figura 5.32 – Visão geral do modelo 3D em Elementos Finitos elaborado para a análise



Fonte: Noronha et al., 2013

Assim como nas simulações descritas acima, o estado de tensões apresentado na terceira simulação também apresentou níveis dentro do esperado. A Figura 5.33 ilustra a representação dos campos de tensões e suas componentes, σ_1 , σ_2 e σ_3 .

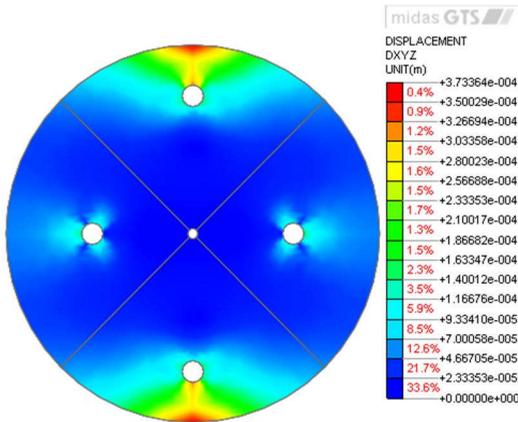
Figura 5.33 – Resultado das tensões do modelo 3D (σ_1 , σ_2 e σ_3 da esquerda para a direita)



Fonte: Noronha et al., 2013

Nesta simulação, a maior tensão detectada é da ordem de 8,6 MN/m². Assim como nas demais simulações, a terceira indica que cada fatia do cilindro rochoso será rompido em outros 3 fragmentos. A Figura 5.34 representa os deslocamentos resultantes dos campos de tensões. De modo semelhante às demais simulações, esta apresenta uma deformação matematicamente desprezível, sendo esta da ordem de 0,4 mm.

Figura 5.34 – Representação dos deslocamentos do modelo



Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.10. Interpretações das Simulações Numéricas

5.2.10.1. Força Mínima Para A Ruptura

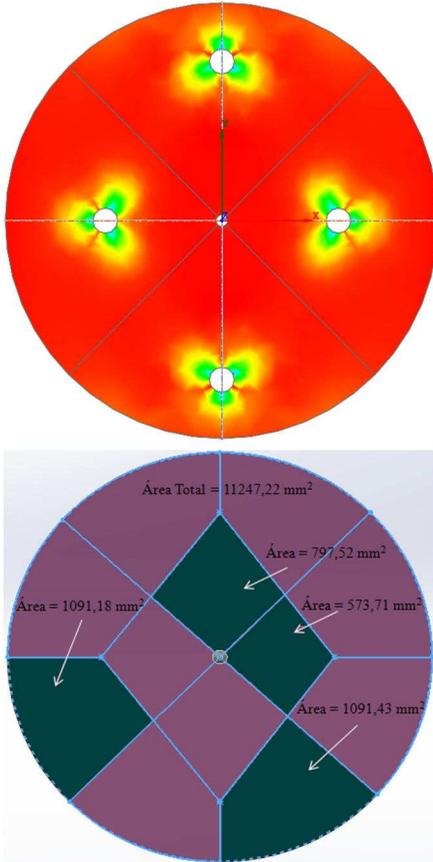
De acordo com as simulações numéricas feitas anteriormente, a pressão mínima necessária para que ocorresse a ruptura do material rochoso foi de 18 MPa. Portanto, foi estabelecido este valor como padrão para o desmonte da rocha.

5.2.10.2. Dimensão Mínima dos Fragmentos Após O Desmorte Total

Com auxílio do programa SolidWorks, foram medidas as áreas dos fragmentos resultantes do bloco cilíndrico após o desmorte total da rocha. Estas medidas têm a finalidade de definir a melhor posição dos furos, verificando qual posição gera os fragmentos de tamanho mais reduzido.

As medições foram feitas com cada uma das 3 simulações citadas acima. A que obteve melhores resultados foi a terceira simulação, ou seja, a do modelo com distância entre centro do furo central e centro do furo para o expansor de 0,95 m na vertical e 0,70 m na horizontal. Os resultados são ilustrados na Figura 5.35.

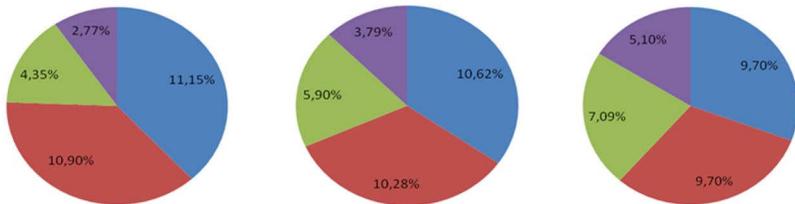
Figura 5.35 – Análise com furo a 950 mm da origem na vertical e 700 mm na horizontal



Fonte: Noronha et al., 2013

Segundo a medição, a maior área possui 9,70% da área total da rocha. Na região central, a maior fatia possui 7,09% da área total da rocha, enquanto que a menor fatia possui 5,10% da área total da rocha (Noronha et al., 2013). Os resultados das outras medições também foram obtidos e comparados entre si mediante gráficos que ilustram a porcentagem que cada fatia analisada representa da área total da rocha (Figura 5.36).

Figura 5.36 – Distribuição das áreas das fatias após ruptura

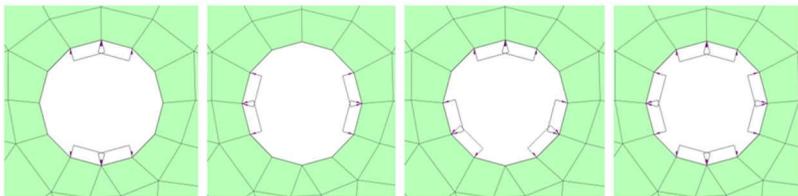


Fonte: Noronha et al., 2013

5.2.10.3. Melhor Distribuição de Forças

Conforme mencionado na etapa da divisão secundária da rocha, o número de cunhas do expansor pode variar. Portanto, foram feitas análises numéricas para se obter um número preferível de cunhas. As simulações foram feitas para 2, 3 e 4 cunhas. Cada cunha representa uma carga linear aplicada no furo para o expansor, conforme ilustra a Figura 5.37. Nota-se que para 2 cunhas foram feitas duas simulações diversas, uma em que as cunhas atuam na vertical, outra em que atuam na horizontal. Logo, foram feitas 4 simulações no total. É importante frisar que em todos os casos as cunhas foram distribuídas equidistantemente entre si, estando portanto separadas entre si com um ângulo de 180° para 2 cunhas, 120° para 3 cunhas e 90° para 4 cunhas.

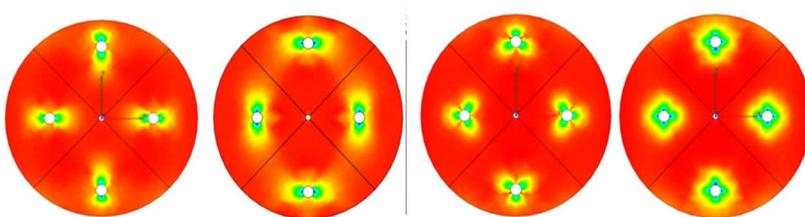
Figura 5.37 – Distribuição do carregamento em dois, três e quatro pontos



Fonte: Noronha et al., 2013

Os resultados obtidos pelas simulações podem ser visualizados na Figura 5.38.

Figura 5.38 – Tensões devidas aos carregamentos em dois, três e quatro pontos



Fonte: Noronha et al., 2013

Segundo Noronha et al., 2013, o carregamento distribuído em 3 pontos dos furos de desmonte, além de apresentar uma melhor distribuição do campo de tensões, mostra também uma melhor estabilidade, sendo que o furo central da rocha servirá como um apoio para a remoção de todas as fatias. Conclui-se portanto que o melhor número de cunhas a ser adotado pelo sistema de desmonte da tuneladora BraBo é 3.

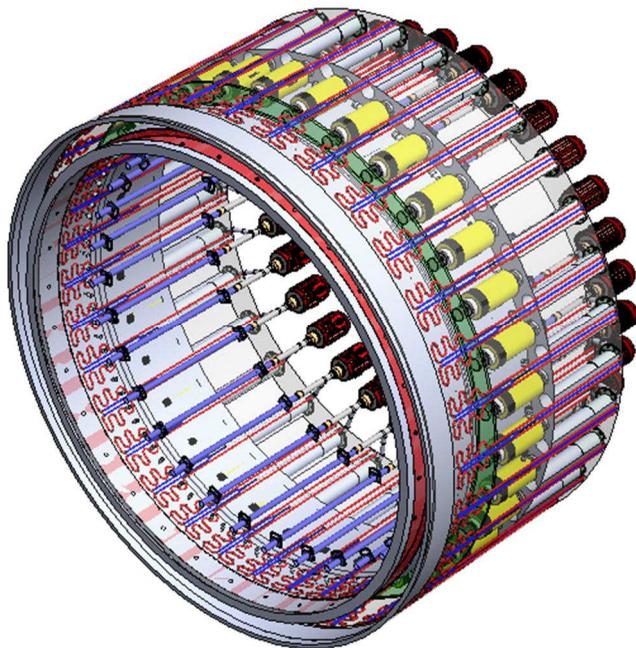
5.3. Sistema de Extrusão de Concreto

O projeto da extrusora de concreto integrado à máquina tuneladora BraBo foi realizado com base na tecnologia desenvolvida pela empresa parceira Inovamat Ltda. Localizada em São Carlos – SP (Noronha et al., 2013). Tal tecnologia tem sido uma alternativa na construção civil ao uso da aplicação convencional de cimento. Esta nova tecnologia, portanto, tem sido pesquisada pela equipe da BraBo para que possa ser aplicada ao sistema de revestimento do túnel, caracterizando a terceira principal inovação da tecnologia BraBo.

As Figuras 5.39 e 5.40 representam os sistemas funcionais da extrusora e um exemplo de módulo de extrusão, respectivamente. A princípio, a couraça de extrusão deve ser alimentada (por um sistema externo de alimentação) por dois insumos, o principal e o secundário. O insumo principal é a pasta cimentícia e o secundário é o ácido oxálico. A couraça de extrusão é dotada de uma câmara de compactação em seu interior, onde os insumos primário e secundário são misturados até o volume se completar. Ao passo que a mistura dos insumos procede, esta,

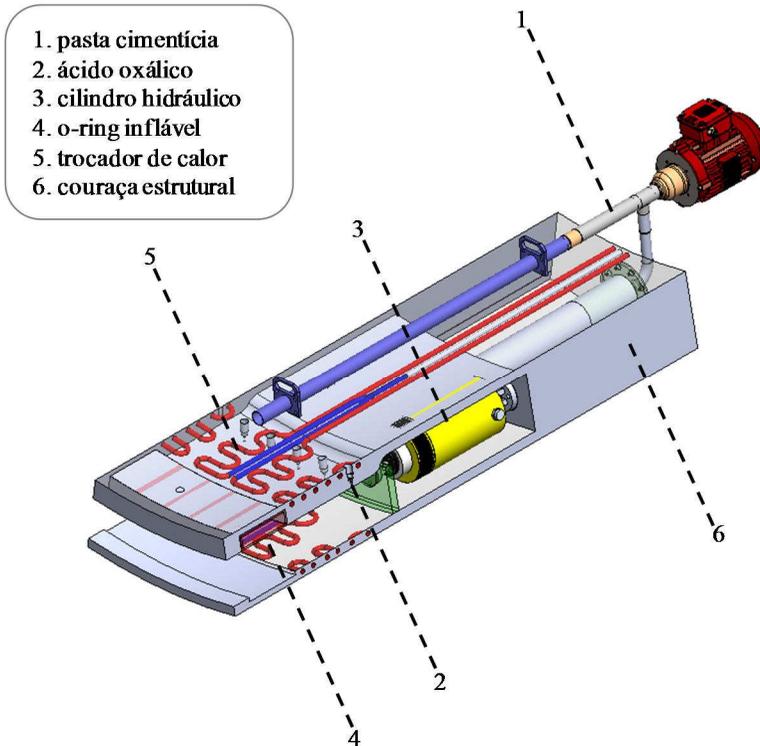
sendo um processo exotérmico, libera calor. Portanto, é necessário um sistema de controle de temperatura, que a mantenha na faixa de 40°. Para tal, foi desenvolvido um sistema de arrefecimento a água. Durante o processo de compactação, os cilindros hidráulicos se expandem e o O-ring é mantido inflável à pressão compatível ao confinamento (Noronha et al., 2013).

Figura 5.39 – Visão isométrica dos sistemas funcionais da extrusora



Fonte: Noronha et al., 2013

Figura 5.40 – Visão isométrica de um módulo de extrusão



Fonte: Noronha et al., 2013

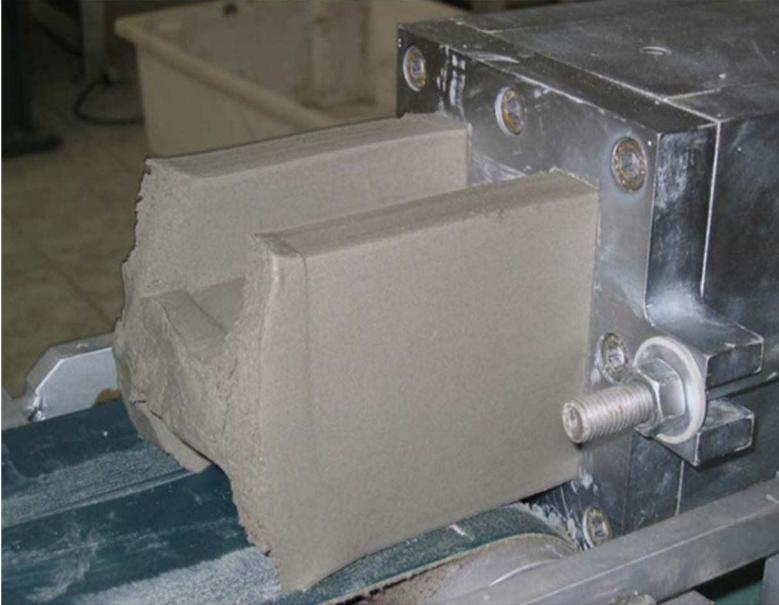
O processo da extrusora pode ser dividido em 5 etapas. Noronha et al. (2013) as descreve conforme segue:

- Etapa 1 – A extrusora encontra-se em repouso até que ocorre a completação da câmara de compactação com a mistura de pasta e ácido oxálico. Este fluido é bombeado ao longo da couraça, pelo circuito de pasta cimentícia, até a entrada da câmara de compactação. O ácido oxálico é bombeado de maneira análoga e em seguida injetado na entrada da câmara de compactação. Durante este processo o pistão anelar, acionado pelos cilindros hidráulicos, encontra-se em ponto morto inferido, de maneira a permitir a entrada da mistura na câmara. O sistema de o-ring inflável permanece inflado para confinar a massa da mistura.
- Etapa 2 – Esta etapa é iniciada após a completação da câmara de compactação. Os atuadores hidráulicos do pistão anelar

avançam até que seja atingida uma pressão de 20 MPa, causando assim o bloqueio da entrada da câmara de compactação. O o-ring inflável é mantido pressurizado para fornecer suporte à massa confinada. Nesta etapa o sistema de arrefecimento para controle da temperatura circula água na parede interna e externa da câmara de compactação da couraça.

- Etapa 3 – Nesta etapa ocorre a cura do concreto. O sistema de o-ring inflável é despressurizado e recolhido até o diâmetro interno da couraça de extrusão. O término desta etapa ocorre 120 s após o recolhimento do o-ring.
- Etapa 4 – Etapa em que ocorre o processo de desmoldura do extrudado durante o movimento relativo entre o cilindro de concreto extrudado por um lado e a couraça de extrusão e o pistão anelar por outro. Este processo ocorre com a retração/fechamento dos cilindros ao curso máximo dos cilindros hidráulicos do pistão anelar. Desta forma, o cilindro de concreto extrudado é impulsionado pelo pistão anelar enquanto a couraça de extrusão é puxada para a frente de escavação.
- Etapa 5 – Etapa em que ocorre a preparação para reinício do ciclo de extrusão. O sistema de vedação por o-ring é inflado, ou seja, novamente existe um volume confinado. Os cilindros hidráulicos do pistão anelar retomam o ponto morto inferior, de modo tal que a vazão de pasta cimentícia seja reestabelecida. As solenoides dos bicos injetores de ácido oxálico reiniciam o processo deste na entrada da câmara de compactação. Na sequência, há um novo ciclo de extrusão a começar na Etapa 1, assim dando continuidade ao processo de extrusão de concreto.

Figura 5.41- Extrusão de uma viga perfil I em concreto



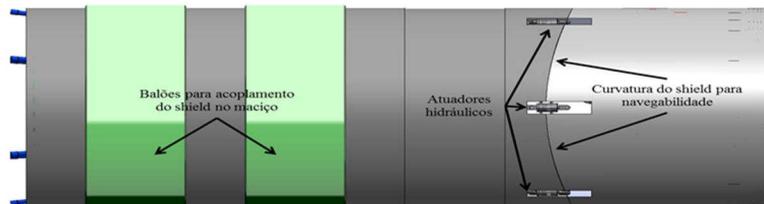
Fonte: Acervo da BraBo

5.4. Sistema de Avanço da Tuneladora

A quarta inovação da tuneladora BraBo refere ao seu sistema de avanço. Este é feito mediante o emprego de balões hidráulicos, conforme a Figura 5.42. Tais balões, que se encontram acoplados entre o *shield* e o maciço, conferem também estabilidade ao suporte.

O sistema de avanço da máquina escolhido é baseado em atuadores hidráulicos e na ancoragem com uso de balões hidráulicos, capazes de atingir uma alta relação força/consumo de energia (Noronha et al., 2013). Os atuadores são instalados no escudo, posicionados atrás do sistema de desmonte e os balões são instalados no escudo e posicionados entre a cabeça de corte e a extrusora.

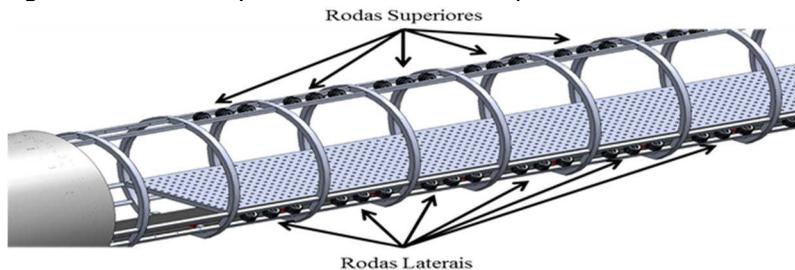
Figura 5.42 – Representação esquemática do sistema de movimentação da frente da máquina



Fonte: Noronha et al., 2013

O *shield* é equipado com um conjunto de atuadores hidráulicos na face posterior, que também pode ser visualizado na Figura 5.42. Além do avanço, os atuadores hidráulicos e a curvatura dos *shields* também serão responsáveis pela navegabilidade horizontal da máquina (Noronha et al., 2013). Em casos de escavação no solo, esta atuação em conjunto dos balões acoplados e dos atuadores hidráulicos é alternada, de modo tal que os balões, quando estão inchados, permitem o avanço da cabeça da máquina que por sua vez é realizada pelo impulso dos atuadores hidráulicos. Quando estão inflados, acoplam a máquina ao maciço, assim permitindo o avanço da extrusora e do *back-up*. A Figura 5.43 ilustra um conjunto de rodas, superiores e laterais, que completam por sua vez o sistema de movimentação. Estas são acionadas por motor de combustão e servem não somente para o avanço e sustentação da máquina, mas também de proteção entre a gaiola do *back-up* e o concreto recentemente extrudado, evitando assim que ocorra choque entre eles (Noronha et al., 2013).

Figura 5.43 – Rodas superiores e laterais no *Backup*



Fonte: Noronha et al., 2013

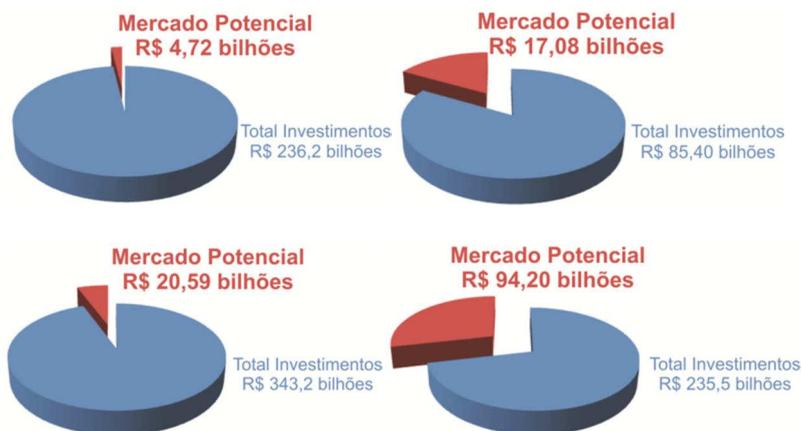
5.5. Vantagens Econômicas da Tecnologia Brabo

As 4 inovações tecnológicas estão previstas para oferecer ganhos em até o dobro dos custos e da velocidade de avanço da escavação. A previsão de investimento nos setores de infraestrutura, energia e afins no Brasil para os próximos 5 anos é de um total de aproximadamente R\$ 900 bilhões. Para obras do tipo túneis, microtúneis e poços especificamente, o investimento previsto é de R\$ 136 bilhões. Este setor carece progressivamente da presença da escavação mecanizada, pois a crescente demanda de obras acarreta uma diminuição nos prazos. Conforme foi explicitado anteriormente, a tecnologia de escavação mecanizada gera custos elevados, não somente pelo consumo de matéria-prima, como também pela necessidade de importação de uma vasta gama de equipamentos. Até os dias atuais, foram utilizadas apenas 3 máquinas de grande porte do gênero TBM no Brasil. A estimativa, porém, é que sejam necessárias 20 tuneladoras para atender às demandas previstas para os próximos 5 anos.

5.5.1. Atuação Prevista da Brabo no Mercado Brasileiro

A inovação da BraBo tem como mercados-alvo 4 setores em específico, a saber, o mercado de energia, o de saneamento, o rodod-ferroviário e o de óleo e gás. O mercado de energia viria a beneficiar-se pela tecnologia BraBo com os túneis de adição, que têm presença marcada nos projetos de centrais hidrelétricas. A estimativa é que as obras deste mercado recebam um investimento de R\$ 4,72 bilhões. Já o mercado de saneamento viria a beneficiar-se com as obras de micro-túneis (de saneamento), que também são oferecidos pela tecnologia BraBo. A estimativa prevista para o investimento nas obras deste mercado é de R\$ 17 bilhões. O terceiro mercado, o rodod-ferroviário, consiste na presença de túneis rodoviários, ferroviários e metroviários. A estimativa prevista para as obras deste mercado é de um investimento de R\$ 20,59 bilhões. Por fim, as obras que caracterizam o mercado de óleo e gás são os oleodutos, gasodutos e poços de petróleo. O investimento previsto para as obras desta categoria é de R\$ 94,20 bilhões. A Figura 5.44 ilustra os 4 mercados com seus respectivos investimentos (em azul) e os investimentos das obras que viriam a beneficiar-se da inovação da BraBo (em vermelho).

Figura 5.44 – Ilustração dos 4 mercados com seus respectivos investimentos (em azul) e os investimentos das obras que podem ter participação da BraBo

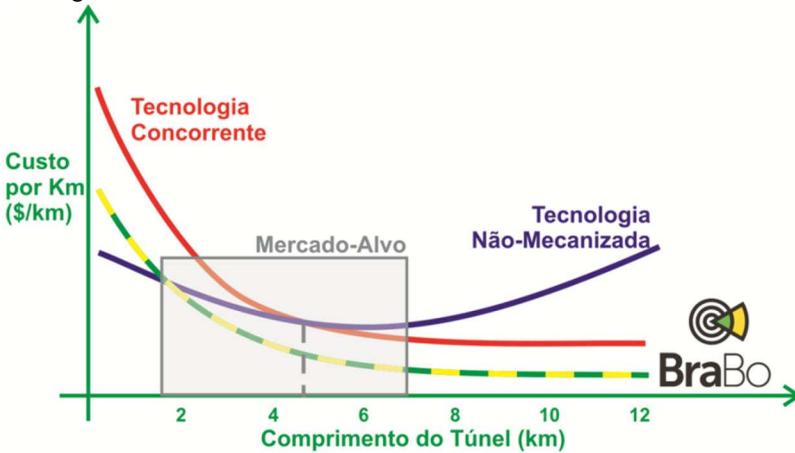


Fonte: Ministério do Planejamento

5.5.2. Diferenciais Competitivos da Tecnologia BraBo

A tecnologia BraBo oferece alternativas econômicas em relação à tecnologia de escavação convencional (que na média é considerada vantajosa para túneis abaixo de 5 km de extensão) bem como para a tecnologia de escavação mecanizada. Conforme ilustra o gráfico na Figura 5.45, a tecnologia BraBo possui custos em cerca de 40% inferiores ao da concorrência no mercado, além de apresentar-se como mais vantajosa em relação às técnicas não-mecanizadas para túneis a partir de 1,5 km de extensão.

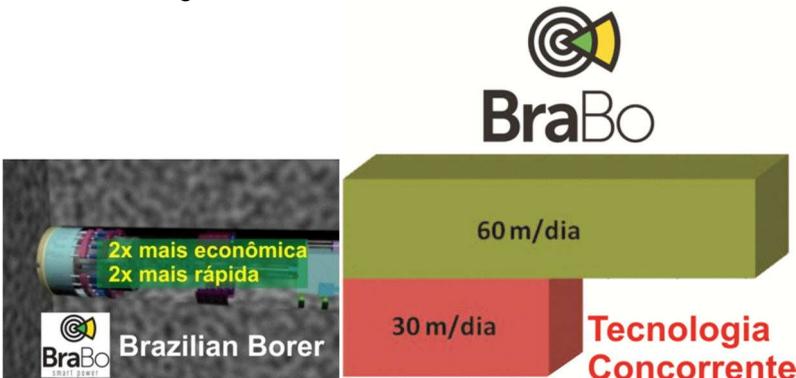
Figura 5.45 – Diferencial competitivo da tecnologia BraBo comparada com a tecnologia concorrente



Fonte: Acervo da BraBo

O outro diferencial competitivo da tecnologia BraBo em relação à concorrência está relacionado à taxa de avanço. Ao passo que a tecnologia concorrente permite um avanço médio de 30 m/dia da face escavação, a BraBo pode permitir avanços na escavação de túneis na ordem de 60 m/dia, ou seja, o dobro da taxa de avanço da tecnologia atual.

Figura 5.46 – Comparação da taxa de avanço e da eficiência entre tecnologia BraBo e a tecnologia concorrente



Fonte: Acervo da BraBo

Por fim, o último diferencial competitivo que merece destaque é a possibilidade de reutilização de equipamentos. Com a tecnologia atual, uma máquina tuneladora convencional é utilizada apenas na obra para qual ela foi projetada, sendo descartada ao final. A tuneladora BraBo oferece a possibilidade de reutilização, o que deverá acarretar ulteriores reduções de custos.

6. CONCLUSÕES

As inovações tecnológicas oferecidas pela BraBo, conforme o andamento do projeto, estão em acordo com as expectativas de melhoria no setor da infraestrutura. Conforme mencionado anteriormente, os efeitos práticos de um método de execução de um túnel são conhecidos somente mediante a aplicação deste, ou seja, os resultados finais da pesquisa aguardam a oportunidade de se aplicar a tecnologia BraBo a um projeto de túnel. Segundo Noronha et al. (2013), sustenta-se que a análise feita pela equipe, em linhas gerais, é de que o projeto apresentou uma satisfatória evolução no desenvolvimento de um equipamento com alto nível de inovação e de desempenho superior aos existentes no mercado, e que devido aos resultados obtidos o desfecho do projeto deverá ocorrer com êxito como consequência direta da agregação das informações que estão sendo processadas atualmente.

Vale ressaltar que as inovações propostas são baseadas em tecnologia nacional, como o fraturamento pelo *Brazilian Test* e a extrusão de concreto. Tal vantagem oferece uma oportunidade de concorrência com a tecnologia internacional, cujo acesso em países emergentes é limitado.

Para futuros trabalhos, pode-se acrescentar que seria oportuno efetuar ulteriores análises, tais quais: simulações dinâmicas, simulações mecânicas de fratura em rocha (testes laboratoriais em escala), desenvolvimento de protótipos e testes em projetos piloto de pequena extensão (cerca de 500 m).

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ATLAS COPCO. Disponível em
<<http://www.atlascopco.com/hb3600us/pressroom/Breakerventilation/>>. Acesso em: 29 out. 2013.

-BASTOS, M. J. N. (1998). **A Geotecnia na Concepção, Projeto e Execução de Túneis em Maciços Rochosos**. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico. Dissertação de Mestrado. 166 p.

- CAMPOSINHOS, R. P. (2008). **Acompanhamento e Controlo de Tuneladoras EPB. Caso de Obra: Metro de Turim – Lote 2**. Ordem dos Engenheiros Região Sul. 3º Prémio Inovação Jovem Engenheiro 2008. 19 p.

- CASTRO, A. O. (2013). **Métodos para seleção de tuneladoras e análise numérica de diferentes alinhamentos de túneis sujeitos a altas pressões hidráulicas**. Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. 389 p.

- COLORADO SCHOOL OF MINES. Disponível em
<http://mining.mines.edu/emi/cmfmfme_tbm_new.html>. Acesso em 29 out. 2013.

- FRANÇA, P. T. (2006). **Estudo do Comportamento de Túneis. Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elasto-Plásticos**. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Dissertação de Mestrado. 206 p.

- GERTSCH, L.; FJELD A.; NILSEN, B.; GERTSCH R. (2000). **Use of TBM Muck as Construction Material**. Tunnel Construction Materials. 24 p.

- HALL, W. S.; OLIVETO, G. (2004). **Boundary Element Methods for Soil-Structure Interaction**. Kluwer Academic Publishers. 439 p.

- HENRIQUES, T. V. L. D. (2009). **Corte de rochas com jactos de água de alta pressão**. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico. Dissertação de Mestrado. 93 p.

- HERRENKNECHT TUNNELLING SYSTEMS. Disponível em <<http://www.herrenknecht.cn/process-technology/machine-technology/gripper-tbm.html>>. Acesso em 29 out. 2013.

- HERRENKNECHT TUNNELLING SYSTEMS. Disponível em <<http://www.herrenknecht.cn/process-technology/machine-technology/single-shield-tbm.html>>. Acesso em 29 out. 2013.

- HERRENKNECHT TUNNELLING SYSTEMS. Disponível em <<http://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling-pipelines/epb-shield.html>>. Acesso em 29 out. 2013.

- HERRENKNECHT TUNNELLING SYSTEMS. Disponível em <<http://www.herrenknecht.cn/process-technology/machine-technology/epb-shield.html>>. Acesso em 29 out. 2013.

- KOLYMBAS, D. (2005). **Tunnelling and Tunnel Mechanics**. A Rational Approach to Tunnelling. Springer. 443 p.

- MAIDL, B.; SCHMID, L.; RITZ, W.; HERRENKNECHT, M. (2008). **Hardrock Tunnel Boring Machines**. Ernst & Sohn. 360 p.

- MARJI, M. F.; NASAB, H. H.; MORSHEDI, A. H. (2009). **Numerical Modeling of Crack Propagation in Rocks Under TBM Disc Cutters**. Journal of Mechanics of Materials and Structures. 26 p.

- MARTI HOLDING. Disponível em <<http://www.martiag.ch/go/News-Archive;3;212>>. Acesso em 29 out. 2013.

- Ministério do Planejamento. (www.planejamento.gov.br)

- MOMBER, A. W.; KOVACEVIC, R. (1998). **Principles of Abrasive Water Jet Machining**. Spriner. 417 p.

- NORONHA, M.; FARIA, P. (2010). **Inovação tecnológica no setor de máquinas tuneladoras e a implantação de uma indústria promissora no Sul do Brasil**. GEOSUL 2010. 11p.

- NORONHA, M.; GOMES, B.; SANTOS, R.; TAQUEDA, D. (2012). Construction of Non-Circular Tunnels with Waterjet Cutting. International No-Dig 2012. 11 p.

- NORONHA, M.; FARIA, P.; PIERRI, L.; SANTOS, R.; PACHECO, L. (2013). Conception and Design of a Rock TBM. BraBo Tecnologia Inc., Florianopolis, Brazil. 10 p.

- NORONHA, M.; PIERRI, L. (2013). A Method of Tunnel Lining with a Fast Extrusion System. BraBo Tecnologia Inc., Florianopolis, Brazil. 10p.

- PANET, M. (2001). **Recommendations on the Convergence-Confinement Method**. AFTES. 11 p.

- POTTS, D.; AXELSSON, K.; GRANDE, L.; SCHWEIGER, H.; LONG M. (2002). **Guidelines for the use of advanced numerical analysis**. Thomas Telford. 117p.

- PUSCH, R. (1995). **Rock Mechanics on a Geological Base**. Developments in Geotechnical Engineering. 497p.

- ROBBINS COMPANY. Disponível em <<http://www.therobbinscompany.com/our-products/tunnel-boring-machines/single-shield/>>. Acesso em 29 out. 2013.
- ROBBINS COMPANY. Disponível em <<http://www.therobbinscompany.com/our-products/tunnel-boring-machines/double-shield/>>. Acesso em 29 out. 2013.
- ROBBINS COMPANY. Disponível em <<http://www.therobbinscompany.com/our-products/tunnel-boring-machines/earth-pressure-balance/>>. Acesso em 29 out. 2013.
- ROBBINS COMPANY. Disponível em <http://willisd.staging.wpengine.com/wp-content/uploads/2010/01/cd_epb_detail.jpg>. Acesso em 29 out. 2013.
- ROXBOROUGH, F. F.; PHILLIPS, H. R. (1975). **Rock excavation by disc cutter**. International Journal of Rock Mechanics and Mining. 5 p.
- TUNNELS ONLINE. Disponível em <<http://www.tunnelsonline.info/features/prague-metros-return-to-tbms/image/prague-metros-return-to-tbms-8.html>>. Acesso em 29 out. 2013
- TUNNEL TALK. Disponível em <<http://www.tunneltalk.com/Company-News-May10-SELI-60th-anniversary.php>
<http://mining.mines.edu/emi/cmfmfme_tbm_new.html
>. Acesso em 29 out. 2013
- ZHAO, J.; GONG, Q. M (2006). **Rock mechanics and excavation by tunnel boring machine – issues and challenges**. Proc. 4th Asian Rock Mechanics Symposium, Singapore. 13 p.