MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais
PPGEM

CARACTERIZAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DESLOCAMENTOS EM TÚNEIS DUPLOS RASOS

Eloi Angelo Palma Filho

Dissertação para a obtenção do título de
Mestre em Engenharia

Porto Alegre
2006

Livros Grátis

http://www.livrosgratis.com.br

Milhares de livros grátis para download.

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais
PPGEM

CARACTERIZAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DESLOCAMENTOS EM TÚNEIS DUPLOS RASOS

Eloi Angelo Palma Filho
Engenheiro Civil

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais – PPGEM, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.
Área de Concentração: Metalurgia Extrativa e Tecnologia Mineral

Porto Alegre
2006

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação.

Orientador: Prof. Dr. Jair Carlos Koppe

Co-Orientador: Prof. Dr. André Cezar Zingano

Banca Examinadora:

Professor Dr. Paul Nicholas Worsey
University of Missouri Rolla, USA

Professor Adjunto Dr. Paulo Salvadoretti
DEMIN/UFRGS

Eng. Minas Dr. Enrique Munaretti
Pilar Química do Brasil

Prof. Dr. Antonio Cezar Faria Vilela
Coordenador do PPGEM

Quem luta incessantemente
acaba conquistando a grande glória.

Dedico este trabalho
a meus pais, Eloi e Diles;
às minhas irmãs, Darléa e Darline;
e em especial ao
meu grande e eterno
amor, Emanuele Cristina.

Agradecimentos

A Deus, pelo dom da vida;

À minha família, que sempre esteve presente nos momentos mais importantes da minha vida;

À Emanuele, pelo amor e compreensão da necessidade de me ausentar para prosseguir os estudos;

Ao Prof. Dr. André Zingano, pela amizade, empenho e a dedicação no acompanhamento e orientação do trabalho;

Ao Prof. Dr. Jair Koppe, pela receptividade na chegada à UFRGS e pela orientação do trabalho;

À equipe de colaboradores da construtora Toniolo, Busnello S/A, da obra Rota do Sol, tão bem capitaneados pelo Eng. Ivan Celestino, e que me deram total apoio na realização do trabalho de campo; também da Toniolo, Busnello, ao Geólogo Rogério Aguirre Dias;

À empresa ROMA, na pessoa do Geólogo MSc. Kray Mello, pela cessão de dados geológico-geotécnicos e pela aula de geologia da Serra Geral;

À ETEL, na pessoa do Sr. Luiz Boer, que compartilhou de sua larga experiência na fiscalização de obras de túneis;

A toda equipe de graduandos, pós-graduandos, pesquisadores e secretário do LPM – Laboratório de Pesquisa Mineral, pela vivência e coleguismo nesses dois anos de estudo;

Ao CNPq, pela bolsa de estudos concedida.

Sumário

Lista de Figuras x
Lista de Tabelas xiii
Lista de Abreviaturas, Símbolos e Unidades xiv
Resumo xvi
Abstract xvii
1 Introdução 1
1.1 Histórico 1
1.2 Meta 2
1.3 Objetivos específicos 2
1.4 Metodologia 3
1.5 Estrutura da dissertação 4
2 Tensões e deslocamentos em estruturas subterrâneas 6
2.1 Tensões in-situ 6
2.1.1 Estimativa do estado de tensões *in-situ* baseado na Teoria da Elasticidade 7
2.1.2 Componente de tensão vertical 8
2.1.3 Componente da tensão horizontal 8
2.2 Tensões no entorno de escavações subterrâneas 11
2.2.1 Tensões no entorno de uma escavação circular 13
2.2.2 Tensões no entorno de uma escavação de formatos diversos 13
2.3 Análise elastoplástica 14
2.4 Método das Curvas Características 17
2.4.1 Curva de Resposta do Maciço 21
2.4.2 Curva Resposta do Suporte 22
3 Classificação Geomecânica 26
3.1 RQD 27
3.2 Sistema RMR 29

3.3 Sistema Q 30
3.4 GSI 32
3.5 Estimativa de Módulo de Deformabilidade do Maciço por meio das classificações 34
3.6 Critérios de ruptura 36
4 Escavação e suporte 38
4.1 Método de escavação NATM 38
4.2 Reforço e suporte 40
4.2.1 Dimensionamento de suporte 43
5 Análise de Tensões e Deformações 46
5.1 Análise por Método Numérico 48
5.1.1 Método das Diferenças Finitas 53
5.1.2 Métodos dos Elementos Finitos 55
5.1.3 Método dos Elementos de Contorno 56
5.1.4 Método dos Elementos Distintos 57
6 Instrumentação de túneis 58
6.1 Medidas de movimento 62
6.1.1 Medidas topográficas/geodésicas 62
6.1.2 Medidas distanciométricas 64
6.1.3 Medidas com extensômetros 70
6.2 Medidas de pressão 72
6.2.1 Equipamentos de medição de tensão/carga 72
6.3 Retro-análises 73
6.4 Tomada de decisões baseando-se na instrumentação 75
6.4.1 Limites máximos admissíveis 75
6.4.2 Estabilização 76
7 Estudo de caso 77
7.1 Geologia do local 78
7.2 Classificação geomecânica 80
7.3 Método de escavação 85
7.4 Instrumentação do túnel 88
7.5 Simulação numérica 89
7.6 Sistema alternativo de medição de deslocamentos 95

8 Resultados e Discussões 97
8.1 Da simulação numérica 97
8.2 Do sistema alternativo de medição de deslocamentos 101
8.3 Análise e discussão dos resultados 103
9 Conclusões e Recomendações 105
9.1 Conclusões 105
9.2 Sugestões de estudos futuros 107
10 Referências 108
APÊNDICE 1 114
APÊNDICE 2 116
APÊNDICE 3 119
APÊNDICE 4 127
APÊNDICE 5 129
APÊNDICE 6 133
APÊNDICE 7 139
APÊNDICE 8 140

Lista de Figuras

Figura 1.1: Fluxograma de trabalho.....4
Figura 2.1: Ilustração do *Flat Jack* (Hudson & Harrison, 1997). 7
Figura 2.2: Tensões *in-situ* (Adaptado de Hoek & Brown, 1980) 7
Figura 2.3: Variação da relação *k* com a profundidade (Adaptado de Hoek & Brown, 1980).....10
Figura 2.4: Transição de estágios quanto ao fraturamento da rocha (Adaptado de Hoek & Brown, 1980). 12
Figura 2.5: Influência do formato da escavação em relação às tensões (adaptado de Hoek & Brown, 1980).....14
Figura 2.6: Representação típica da interação maciço-suporte (Adaptado de Oreste, 2003 e de Carranza-Torres & Fairhurst, 2000). 20
Figura 2.7: Curvas de resposta do maciço para diferentes tipos de meios rochosos (Adaptado de Hudson & Harrison, 1997). 22
Figura 2.8: Curva de resposta do maciço e tipos de suporte disponíveis (Adaptado de Hudson & Harrison, 1997).....23
Figura 2.9: Ligação entre curva de resposta do maciço e convergência observada (Adaptado de Hudson & Harrison, 1997). 24
Figura 3.1: Exemplo de procedimento de cálculo do valor do RQD (adaptado de Deere, *apud* Stagg, 1970). 28
Figura 3.2: Tempo de auto-sustentação da escavação, em função do RMR (Adaptado de Bieniawski, 1989).....30
Figura 3.3: Classificação GSI (Adaptado de Hoek *et al.*, 1998) 33
Figura 3.4: Envoltória de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência da rocha (Adaptado de Guerreiro, 2000) 37
Figura 4.1: Deslocamento radial (adaptado de Hudson & Harrison, 1997).....41
Figura 4.2: Curva de resposta do maciço em maciço rochoso descontínuo.....42
Figura 4.3: Sistema de suporte baseado no índice Q. Adaptado de Bieniawski (1989). 44

Figura 5.1: Efeito arco na canalização de tensões, em uma simulação numérica. 47
Figura 5.2: Representação da malha no Método das Diferenças Finitas (Adaptado de Velloso *et al.*, 1998). 54
Figura 5.3: Representação da malha no Método dos Elementos Finitos Finitas (Adaptado de Velloso *et al.*, 1998).....55
Figura 5.4: Representação da malha no Método dos Elementos de Contorno Finitas (Adaptado de Velloso *et al.*, 1998).....56
Figura 6.1: Razão de convergência de túneis (Adaptado de USACE, 1997).....66
Figura 6.2: Bases para medição da convergência de túneis 66
Figura 6.3: Distanciômetro digital de fita. Fonte: www.geotechsystems.com.au/....68
Figura 6.4: Tipos de extensômetro de multiponto. Fonte: www.geokon.com 70
Figura 6.5: Representação de um extensômetro multiponto em um túnel 71
Figura 6.6: Deformações esperadas em uma escavação.....71
Figura 6.7: Células de pressão NATM. Fonte: www.geokon.com.....73
Figura 6.8: Retro-análise concordando com as medidas de campo (Adaptado de Kóvari & Lunardi, 2000). 76
Figura 6.9: Representação da estabilização da escavação.....76
Figura 7.1: Mapa de localização da obra 77
Figura 7.2: Geometria dos Túneis da Reversão (Geoprojetos, 2004).....78
Figura 7.3: Seção típica de escavação. Fonte: Geoprojetos (2004) 79
Figura 7.4: Representação da estrutura de um derrame e morfologia de uma escarpa constituída por derrames basálticos (Adaptada de Leinz & Amaral, 1995). 80
Figura 7.5: Classificação geomecânica no túnel de subida. (Adaptado de Etel/Roma, 2006).....82
Figura 7.6: Classificação geomecânica no túnel de descida. (Adaptado de Etel/Roma, 2006).....82
Figura 7.7: Seções parcializadas 85
Figura 7.8: Plano de fogo para avanço em meia seção 86
Figura 7.9: Plano de fogo para desmonte em seção piloto 87
Figura 7.10: Localização das seções de instrumentação e ilustração da área simulada numericamente. 90

Figura 7.11: Malha tri-dimensional para simulação numérica, com 12.474 elementos 92
Figura 7.12: Sistema alternativo de medição de deslocamentos. 95
Figura 7.13: Sistema alternativo de medição de deslocamentos, instalado.....96
Figura 8.1: Fator de Segurança para escavação em meia seção. 100
Figura 8.2: Fator de Segurança para escavação em seção plena. 100
Figura 8.3: Comparativo dos deslocamentos acumulados medidos com diferentes sistemas – Fio 1 a 3 da Seção do km 10+110 do Túnel de Descida 102
Figura 8.4: Comparativo dos deslocamentos acumulados medidos com diferentes sistemas – Fio 1 a 2 da Seção do km 10+110 do Túnel de Descida 102
Figura 8.5: Comparativo dos deslocamentos acumulados medidos com diferentes sistemas – Fio 2 a 3 da Seção do km 10+110 do Túnel de Descida 102

Lista de Tabelas

Tabela 3.1: Classificação do maciço rochoso usando valores de RQD.....28
Tabela 3.2: Enquadramento do maciço conforme o valor de Q.....31
Tabela 4.1: Valores de ESR conforme o tipo de escavação.....43
Tabela 4.2: Categorias do dimensionamento de suporte pelo valor de Q. Complementa a Figura 4.3 44
Tabela 4.3: Dimensionamento de suporte pelo valor de RMR 45
Tabela 5.1: Fontes de erro em modelamento numérico 52
Tabela 6.1: Parâmetros típicos de monitoramento 59
Tabela 6.2: Principais equipamentos utilizados e a precisão alcançada, em instrumentos topográficos 63
Tabela 7.1: Valores de Q entre as progressivas 10+075 a 10+149, e 10+110 a 10+180 81
Tabela 7.2: Parâmetros da rocha intacta obtidas em ensaios de compressão uniaxial e de carga pontual 83
Tabela 7.3. Parâmetros mecânicos do maciço rochoso – valores médios.....85
Tabela 7.4: Tipos de suporte utilizados nos Túneis da Reversão.....87
Tabela 7.5: Resumo dos dados da instrumentação do Túnel de Descida 89
Tabela 7.6: Resumo dos dados da instrumentação do Túnel de Subida 89
Tabela 7.7: Valores geomecânicos utilizados na simulação 93
Tabela 7.8: Valor do Fator de Perturbação do Maciço, *D* (adaptado de Hoek *et al.*, 2002) 94
Tabela 8.1: Deslocamentos absolutos transformados em deslocamentos radiais ..98
Tabela 8.2: Forças atuantes no sistema de suporte, para meia seção. 98
Tabela 8.3: Forças atuantes no sistema de suporte, para seção plena. 99
Tabela 8.4: Fatores de segurança encontrados 99
Tabela 8.5: Resumo dos dados da instrumentação do Túnel de Subida 101
Tabela 8.6: Resumo dos dados da instrumentação do Túnel de Descida 101

Lista de Abreviaturas, Símbolos e Unidades

AFTES	Association Française des Travaux en Souterrain (Associação Francesa de Trabalhos em Subterrâneo)
c	Coesão
CCS	Curva Característica do Suporte
CHILE	Contínuo, Homogêneo, Isotrópico e Elástico-linear
CRM	Curva de Resposta do Maciço
CSIRO	Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization
E	Módulo de Young (ou Módulo de Elasticidade)
E´	Módulo de Young Efetivo
EDM	Electronic Distanciometer (Distanciômetro eletrônico)
ESR	Excavation Support Ratio (Índice de Suporte da Escavação)
GPa	Giga Pascal
GPS	Global Positioning System (Sistema de Posicionamento Global)
GSI	Geological Strenght Index (Índice de Resistência Geológico)
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo
ISRM	International Society for Rock Mechanics (Associação Internacional de Mecânica das Rochas)
LDL	Linha de Deformação Longitudinal
m	Metro
m^2	Metro quadrado
m^3	Metro cúbico
mm	Milímetro
MDF	Método das Diferenças Finitas
MCE	Método dos Elementos de Contorno
MED	Método dos Elementos Distintos
MEF	Método dos Elementos Finitos
MN	Mega Newton
MPa	Mega Pascal

NATM	New Austrian Tunnelling Method (Novo Método Austríaco de Construção de Túneis)
Q	Sistema Norueguês de Classificação Geomecânica
R	Raio da escavação
RMi	Rock Mass Index (Índice de Maciço Rochoso)
RMR	Rock Mass Rating (Qualidade do Maciço Rochoso)
RQD	Rock Quality Designation (Índice de Qualidade da Rocha)
SRF	Strength Reduction Factor (Índice de Redução de Tensão)
TBM	Tunnel Boring Machine
UCS	Uniaxial Compressive Strength
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USACE	U. S. Army Corps of Engineers
USBM	United States Bureau of Mines (Departamento de Mineração dos Estados Unidos)
υ	Coeficiente de Poisson
γ	Peso específico
σ'_{cm}	Resistência à compressão do Maciço Rochoso
Ø	Ângulo de atrito

Resumo

O estudo de tensões e deformações decorrentes da abertura de uma escavação subterrânea pode atualmente ser desenvolvido com maior precisão e rapidez que há poucos anos atrás, graças às modernas ferramentas computacionais. Essas ferramentas que possibilitam análises numéricas em duas ou três dimensões e em quaisquer geometrias de escavação precisam, porém, de dados precisos para a alimentação do sistema. A partir de uma série de medidas de deformação das paredes das escavações, onde foi calibrado um sistema alternativo de medição de deslocamentos; de ensaios laboratoriais para a caracterização mecânica da rocha; e da classificação geomecânica da obra, foi possível nesta dissertação calcular por meio de retro-análise as tensões horizontais atuantes no maciço, e a relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical, conhecida por K_0. Utilizando o *software* Plaxis® Tunnel 3D, que emprega o Método do Elementos Finitos, e com dados geomecânicos parametrizados, foi possível calcular as tensões atuantes no sistema de sustentação para a primeira fase de escavação (meia seção), e as tensões atuantes e os deslocamentos para a configuração final da escavação (seção plena escavada). Além disto, foi possível calcular o Fator de Segurança global da estrutura, para cada fase de escavação, que se mostraram satisfatórios.

Abstract

Thanks to modern computational tools, the study of stress and strains caused by an underground excavation can currently be modeled with better precision and much faster than a few years ago. However, the tools which allow numerical analysis in two or three dimensions for any geometry of excavation need data for input into the system. In the Reversão tunnel project, the contractor used a standard instrument system from IPT (which was difficult to use), for the measurement of a series of displacements of the walls of the tunnels. An alternative system for the measurement of displacement was developed by LPM to measure the closure of the tunnels. This was done in conjunction with the mechanical characterization of the rock and the geomechanical classification of the tunnel workmanship. Using these three parameters, it was possible in this study to calculate the stress in the rock mass, by means of backward-analysis, and the ratio between the horizontal stress and the vertical stress, known as K_0. This was accomplished using finite element software. In addition, with parameterized geomechanical data, it was possible to calculate the stresses acting on the support system for the first phase of excavation (half section), and the stress and displacements for the final excavation configuration (full excavation). Moreover, it was possible to calculate the Factor of Safety – FOS – of the structure, for each phase of excavation.

1 Introdução

1.1 Histórico

Túnel, no sentido literal da palavra, significa caminho ou passagem sob algo (terra, água), que serve geralmente como via de comunicação. A origem da construção dos túneis ainda é disputada. Os Egípcios construíram túneis para ter acesso a túmulos. Os Babilônicos construíram (2.180 A.C.) um túnel sob o Eufrates usando o que é chamado agora de método de Valas a Céu Aberto: o rio foi desviado, uma trincheira foi aberta pelo seu leito, e um tubo de tijolos foi construído e depois coberto. Os antigos Gregos e Romanos construíam túneis para conduzir água e para fins mineiros; alguns desses túneis em Roma estão ainda hoje em operação. O primeiro grande túnel da Inglaterra era parte do *Grand Trunk Canal*, e seu comprimento foi de 3,2 km, tendo sido concluído em 1777. O túnel *Mont Cénis*, um túnel ferroviário nos Alpes Franceses que foi aberto em 1871 e possui agora 13,7 km, foi provavelmente o primeiro túnel onde se usou sistema de ar comprimido na construção (Infoplease, 2005).

No Brasil o primeiro túnel foi o do Pavão, com 145 m de comprimento, escavado em solo e com abóbada de alvenaria, na Estrada de Ferro Recife a São Francisco, em Pernambuco. Não se tem a data precisa da conclusão do mesmo, mas a ferrovia de qual faz parte o túnel, a segunda do Brasil, foi inaugurada em 1858.

Com o aprimoramento da utilização de concreto projetado, e da implementação do NATM – *New Austrian Tunnelling Method* (Novo Método Austríaco de Escavação de Túneis), no início e na metade do século passado respectivamente, as escavações subterrâneas começaram a ter ganhos tanto quanto ao fator segurança, quanto em termos financeiros. Isso se deveu ao fato

deste novo método combinar a capacidade de auto-suporte dos maciços rochosos, e a resistência inerente ao concreto projetado.

Para que este método tenha sucesso, é necessário um constante processo observacional, onde o monitoramento contínuo e sistemático das deformações e das tensões solicitantes permitirão um ajuste acurado dos sistemas de sustentação. Além disto, com as ferramentas computacionais disponíveis atualmente, tenta-se prever as tensões e os deslocamentos decorrentes em uma escavação subterrânea antes mesmo de ela ser feita, a fim de pré-ajustar de maneira mais econômica a sustentação da obra.

1.2 Meta

A meta desse trabalho consiste no estudo das deformações e da distribuição de tensões em um maciço rochoso devido a escavação de túneis rodoviários duplos, comparando os valores de deformação encontrados por meio de instrumentação com simulações computacionais em três dimensões. Além disso, um novo sistema de medição de deformações será calibrado/aprimorado a partir da comparação com dados obtidos na medição das deformações por meio de um extensômetro de fio modelo IPT.

1.3 Objetivos específicos

Os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos:

i) Aplicação de métodos numéricos para simular em três dimensões a escavação de um túnel rodoviário duplo;

ii) Fazer retro-análise da simulação baseado em instrumentação realizada na escavação;

iii) Estudar numericamente a distribuição de tensões e deslocamentos decorrentes da escavação;

iv) Calibrar um sistema de medição de deslocamentos (deformações).

1.4 Metodologia

A fim de atender os objetivos deste trabalho, seguiu-se a metodologia descrita na Figura 1.1, de acordo com esta seqüência:

i) Coleta de dados na obra do Estudo de Caso: medição de deslocamentos das paredes da escavação com sistema alternativo de medição, e comparação com os dados obtidos pela empreiteira; coleta de amostras de rocha para posterior ensaio no Laboratório;

ii) Preparação das amostras e ensaios uniaxial não-confinado, pontual e de tração;

iii) Agrupamento das informações obtidas em campo e em Laboratório com as informações da classificação geomecânica do maciço cedidas pela empresa fiscalizadora da obra;

iv) Determinação do cenário geomecânico, calculando as variáveis necessárias para alimentar o software Plaxis® Tunnel 3D, segundo o critério de ruptura não-linear de Mohr-Coulomb;

v) Simulações: após retro-analisar as informações a fim de calcular a tensão horizontal atuante no maciço, desenvolveu-se a simulação numérica tridimensional da escavação, em duas fases distintas: meia seção, e seção plena de escavação;

vi) Análise dos resultados de tensão e deformação decorrentes da escavação, tanto para meia seção quanto para a seção plena de escavação; e

vii) A partir da meta pré-estabelecida, discutir os resultados encontrados e apresentar conclusões a respeito dos questionamentos iniciais.

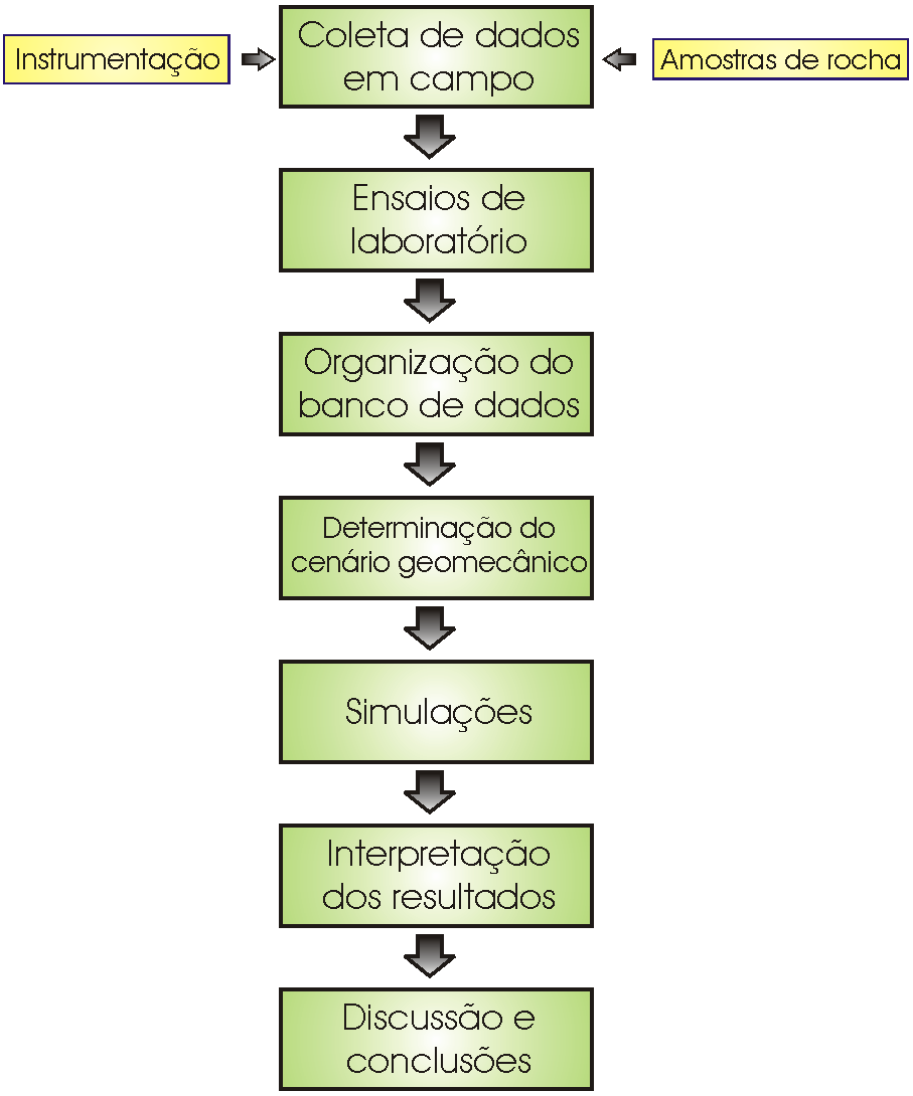


Figura 1.1: Fluxograma de trabalho

1.5 Estrutura da dissertação

O Capítulo 1 introduz o trabalho e apresenta os objetivos e a metodologia do estudo.

O capítulo 2 relata as tensões presentes em um maciço rochoso, e maneiras de cálculo para determiná-las. É apresentado o Método das Curvas Características.

O capítulo 3 apresenta os sistemas de classificação geomecânica, e a sua aplicação no cálculo do módulo de elasticidade do maciço rochoso.

O capítulo 4 abrange o método de escavação NATM e os sistemas de reforço/suporte do maciço, apresentando uma possibilidade de dimensionamento baseado em classificação geomecânica.

O capítulo 5 descreve a análise de tensões, e a análise de tensões e deslocamentos pelos métodos numéricos.

No capítulo 6 descreve-se a instrumentação de túneis: finalidades, métodos, equipamentos e representação.

O capítulo 7 apresenta o estudo de caso realizado na construção de um túnel rodoviário duplo, envolvendo a determinação de tensões e deslocamentos produzidos no transcorrer da obra.

No capítulo 8 são apresentados os resultados das simulações numéricas e da calibração do equipamento de medição de deslocamentos.

O capítulo 9 mostra as conclusões obtidas e sugestões de trabalhos futuros.

2 Tensões e deslocamentos em estruturas subterrâneas

2.1 Tensões in-situ

A determinação das tensões *in-situ* é importante para se saber em qual direção estão atuando as tensões principais e qual suas magnitudes (Hudson & Harrison, 1997). Para a determinação da tensão *in-situ*, quatro métodos diretos são recomendados pela *International Society of Rock Mechanics* (ISRM) (Kim & Franklin, 1987, *apud* Hudson & Harrison, 1997):

i) Teste do Flat Jack (macaco plano);

ii) Teste de Fraturamento Hidráulico;

iii) Torpedo de recuperação da United States Bureau of Mines (USBM); e

iv) O método de medição do Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization (CSIRO).

Para um *Flat Jack* (Figura 2.1) alinhado perpendicularmente a um eixo (eixo *x*, por exemplo), uma componente normal, σ_{xx}, pode ser determinada. Assim, para se determinar o estado total de tensões é necessário conduzir medidas com *Flat Jack* em seis orientações diferentes. Caso o eixo de referência não esteja alinhado com o *Flat Jack*, são necessárias transformações para cada medida.

Quanto a operação do macaco plano, dois pinos são colocados na parede da escavação, a uma distância *d* precisamente medida. Uma ranhura é escavada na rocha entre esses dois pinos. Se a tensão normal no local é de compressão, então a distância entre os pinos diminuirá, tendendo a fechar a abertura. Assim, coloca-se o *Flat Jack* nesta abertura da rocha e aplica-se pressão de água ou óleo, e esta pressão transferida à rocha tenderá a mover os pinos, de maneira que aumente a distância entre eles. A partir da pressão necessária para

se colocar os pinos na distância original, poderá ser obtida a pressão atuante naquela direção.

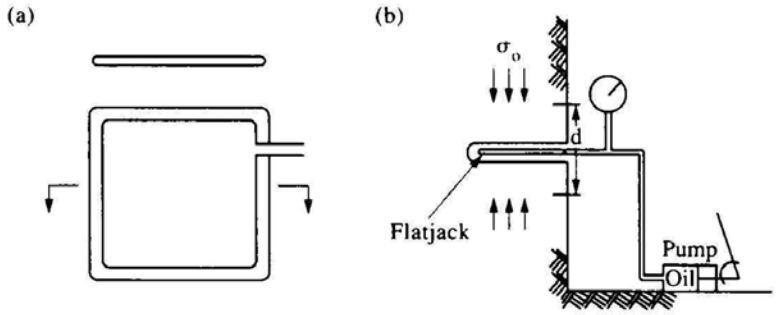


Figura 2.1: Ilustração do *Flat Jack* (Hudson & Harrison, 1997).

Para a determinação das tensões cisalhantes não há medição direta: é necessário calcular a partir de medidas de tensão normal.

2.1.1 Estimativa do estado de tensões *in-situ* baseado na Teoria da Elasticidade

Como premissa, assume-se que três tensões principais em um campo de tensões estejam atuando: verticalmente (um componente) e horizontalmente (dois componentes). Seguindo isto, é possível predizer a magnitude destas tensões principais por meio da Teoria da Elasticidade. A Figura 2.2 apresenta uma condição ideal, em que as deformações decorrentes da escavação acontecem apenas no plano x – z, sendo chamada então de Estado Plano de Deformações.

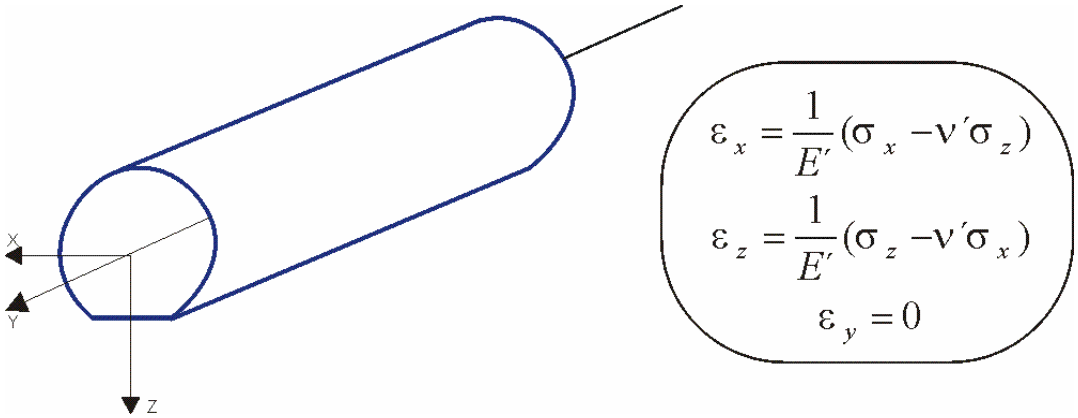


Figura 2.2: Tensões *in-situ* (Adaptado de Hoek & Brown, 1980)

Para as considerações da Figura 2.2, $E' = \frac{E}{1-\nu^2}$ e $\nu' = \frac{\nu}{1-\nu}$, onde:

ν é o coeficiente de Poisson

E é o Módulo de Elasticidade

σ_x é a tensão principal horizontal

σ_z é a tensão principal vertical

2.1.2 Componente de tensão vertical

Espera-se que a tensão vertical aumente em magnitude conforme aumente a profundidade, devido ao aumento do tamanho da cobertura e da densidade associada a esta. Assim, a tensão vertical é estimada pela expressão:

$$\sigma_V = \gamma . z \qquad \text{Eq. 2.1}$$

onde:

σ_V é a tensão vertical (em MPa);

z é a profundidade (em metros) abaixo da superfície; e

γ é o peso específico do material (em MN/m^3).

2.1.3 Componente da tensão horizontal

Dado que a tensão vertical tem uma magnitude particular em cada ponto do maciço rochoso, espera-se que a tensão horizontal seja induzida como um resultado da compressão vertical da rocha. Para se conseguir uma estimativa inicial desta tensão, baseado na Teoria da Elasticidade e assumindo a rocha como sendo isotrópica, deve-se introduzir os parâmetros de Módulo de Young e Coeficiente de Poisson, sendo:

$$\text{Módulo de Young, } E = \frac{\text{tensão axial}}{\text{deformação axial}} = \frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\varepsilon_a},$$

$$\text{Coeficiente de Poisson, } \nu = \frac{\text{deformação lateral}}{\text{deformação axial}} = \frac{\left(\Delta\sigma_a / \Delta\varepsilon_a \right)}{\left(\Delta\sigma_a / \Delta\varepsilon_r \right)}$$

Baseado nos parâmetros acima e após algumas derivações encontra-se para o cálculo da tensão horizontal:

$$\sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_V \qquad \text{Eq. 2.2}$$

onde:

σ_H é a Tensão horizontal (em MPa);

ν é o Coeficiente de Poisson; e

σ_V é a Tensão vertical (em MPa).

mostrando que a relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical é função apenas do Coeficiente de Poisson, que varia de zero a 0,5 (valor para um fluído).

Porém, na prática, valores de tensões horizontais e verticais coletados em diversas partes do mundo e apresentadas por Hoek & Brown (1980), mostra que esta relação $\frac{\nu}{1-\nu}$ (que na engenharia é chamado de ***k***) varia de pouco mais de 0,30 a próximo de 3,50, como mostrado na Figura 2.3.

Analisando a Figura 2.3 vê-se que há uma predição razoável para os valores de tensão vertical, diferente do que se mostra na tensão horizontal, que em muitos casos não segue as tendências previstas pela Teoria da Elasticidade. Estas altas tensões horizontais são devidas a fatores como erosão, tectonismo, anisotropia da rocha e descontinuidades.

Heim (1878, *apud* Jaeger, 1972), chama esta tensão de tensão residual, tensão natural ou pré-tensionamento da rocha, e relaciona isso à origens geológicas.

Em importantes projetos de escavações subterrâneas torna-se necessário a medição das tensões atuantes no maciço virgem, como parte de um programa de investigação geotécnica consistente.

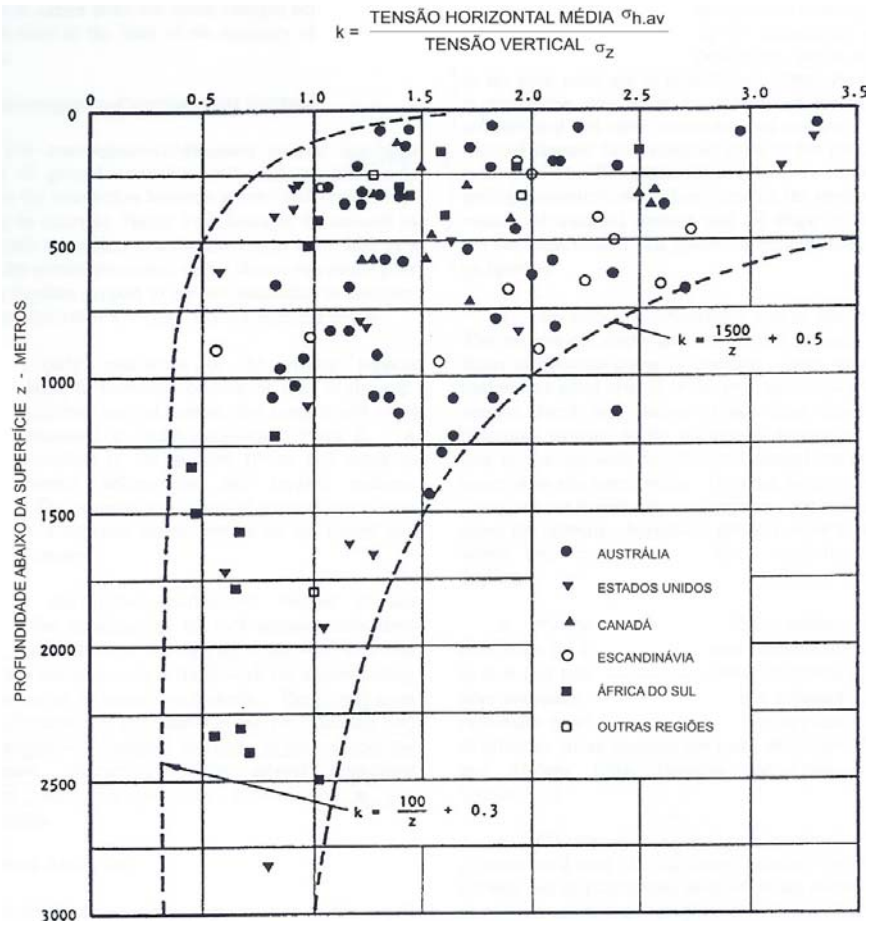


Figura 2.3: Variação da relação *k* com a profundidade (Adaptado de Hoek & Brown, 1980).

Sheorey (1994, *apud* Hoek, 2000), mostra uma equação pela qual pode ser estimada a relação *k*. A equação é:

$$k = 0{,}25 + 7E_h(0{,}001 + \frac{1}{z}) \qquad \text{Eq. 2.3}$$

onde:

k é a relação entre Tensão Horizontal e Tensão Vertical;

z é a profundidade (em metros) abaixo da superfície; e

E_h é o Módulo de Deformação (em GPa) médio da parte superior da crosta terrestre medido na direção horizontal.

2.2 Tensões no entorno de escavações subterrâneas

Antes da escavação, as tensões atuantes no maciço rochoso são as tensões virgens as quais são estimadas conforme descrito no item 2.1.1. Ao realizar uma escavação ocorre a perturbação do estado de tensões que até então está em equilíbrio, e esta reordenação poderá originar tensões de magnitude maior que a resistência do meio, levando assim à ruptura do mesmo.

Essa ruptura pode se dar como um fechamento gradual da estrutura, desabamento de material do teto e desplacamento de rocha das paredes, e em casos extremos acontece o *rock burst*, que é uma ruptura da rocha de maneira explosiva.

Em alguns túneis criam-se falsos *rock bursts*, próximos da ou na face de avanço da escavação, e ocorre em poucos minutos ou poucas horas após o desmonte (Wahlstrom, 1973). Este falsos *rock bursts* são criados pelas fissuras causadas pela detonação, tanto no arco como nas paredes de escavações de rocha dura.

Para se utilizar o conhecimento das tensões no entorno de escavações subterrâneas, é necessário ter disponível um critério ou um conjunto de regras que irão predizer a resposta do maciço rochoso para um campo de tensões conhecido, sabendo-se que em um projeto de escavação subterrânea deve ser levado em consideração tanto a qualidade da rocha sã quanto do maciço fraturado, incluindo estágios de transição (fator de escala) entre estes, conforme mostrado na Figura 2.4.

O trabalho de Goel *et al.* (1996) cita que enquanto alguns pesquisadores (Daemen, 1975; Jethwa, 1981; Barton *et al.*, 1979; Singh *et al.*, 1992) dizem haver independência entre a pressão de suporte e o tamanho do túnel, outros (Terzaghi, 1946; Deere *et al.*, 1969; Wickham, 1972; Unal, 1984) defendem que a pressão de suporte é diretamente dependente do tamanho do túnel.

Goel *et al.* (1996) dizem que a afirmação feita de que a estabilidade das escavações é independente do tamanho, e mesmo que o vão livre de um túnel fosse aumentado em 100% não causaria nenhuma influência na sua estabilidade, provou ser incorreta e sérios problemas de instabilidade encontrados são

resultados de quedas de tetos causadas pela abertura de descontinuidades que não seriam afetadas caso a escavação fosse de menor porte.

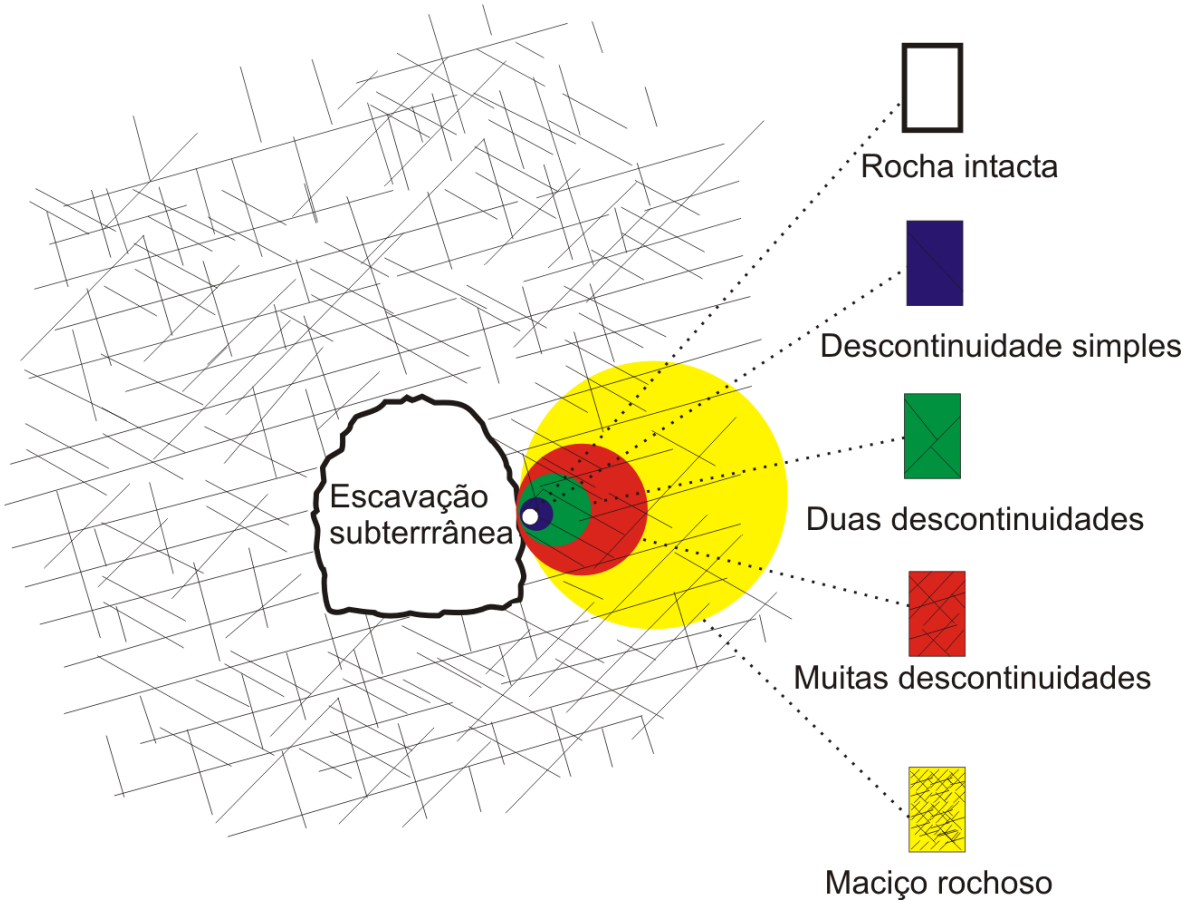


Figura 2.4: Transição de estágios quanto ao fraturamento da rocha (Adaptado de Hoek & Brown, 1980).

Esta interpretação de que a estabilidade não varia conforme o tamanho do túnel pode ter sido induzida pelo fato de que as tensões na rocha no entorno de uma escavação não variam com o tamanho da escavação. Esta condição de manutenção de estabilidade até seria válida se o maciço rochoso fosse perfeitamente elástico e completamente livre de descontinuidades, o que não acontece nos problemas reais. Essa interpretação corrobora o efeito escala apresentado na Figura 2.4

2.2.1 Tensões no entorno de uma escavação circular

Para se estimar o estado de tensões, deformações e deslocamentos ao redor de escavações em materiais elásticos, é necessário se aplicar a matemática da Teoria da Elasticidade. Isto requer que um conjunto de equações compatíveis, de equilíbrio e deslocamento, sejam resolvidas para as condições de contorno e equações constitutivas do material (Hoek & Brown, 1980).

i) As equações dos componentes de tensão em um ponto não apresentam utilização das constantes elásticas E e υ, mostrando que o padrão de tensões é independente para o material usado, desde que este se enquadre como linearmente elástico.

ii) É importante se notar, também, que as equações para tensão ao redor de escavações circulares em um maciço rochoso "infinito" não contemplam o raio do túnel, a, simplesmente, mas sim o parâmetro adimensional a/r, sendo r a distância radial a um ponto qualquer. Isto leva a crer que os níveis de tensão nos limites de uma escavação, por exemplo, são independentes do valor absoluto do raio. Os níveis de tensão nas paredes de um túnel circular de 1 metro de diâmetro serão os mesmos que em um túnel de 10 m de diâmetro, na mesma rocha elástica.

Este fato gerou e pode gerar confusão entre os projetistas: ao se descobrir que o tamanho do túnel não tem influência sobre os níveis de tensão, acreditou-se que o mesmo aconteceria em termos de estabilidade. Em uma situação real de maciço fraturado, isto não é real, uma vez que o que governa esta estabilidade é a reação do tamanho da escavação sobre o tamanho dos blocos do maciço. Portanto, o nível de tensões não aumenta com o aumento do tamanho do túnel, mas provavelmente o nível de estabilidade diminuirá.

2.2.2 Tensões no entorno de uma escavação de formatos diversos

A Figura 2.5 mostra a influência do formato da escavação em relação ao estado de tensões. Esses dados foram obtidos em Hoek & Brown (1980). A partir

dessas informações é possível estudar a influência das tensões nas paredes e no teto de uma escavação para geometrias mais complexas.

A mudança da forma da escavação para um dado campo de tensões, tem por objetivo tentar encontrar uma uniformidade da distribuição de tensões no entorno da escavação. Richards & Bjorkam (*apud* Hoek & Brown, 1980), referem-se a este tipo de escavação em torno da qual as tensões são uniformemente distribuídas como 'buraco harmônico'.

2.3 Análise elastoplástica

Para a estimativa dos efeitos do rearranjo das tensões em escavações subterrâneas, as tensões e deformações são estimadas pela análise elastoplástica (USACE, 1997). A solução assume condições de deformação plana na direção axial e que a tensão axial permanece na tensão intermediária principal. Como as tensões induzidas pela abertura excedem a resistência à deformação da rocha, desenvolve-se uma zona de deformação plástica no entorno do túnel, com raio R, enquanto a rocha fora desta zona de deformação plástica permanece com comportamento elástico. Assim, considerando-se:

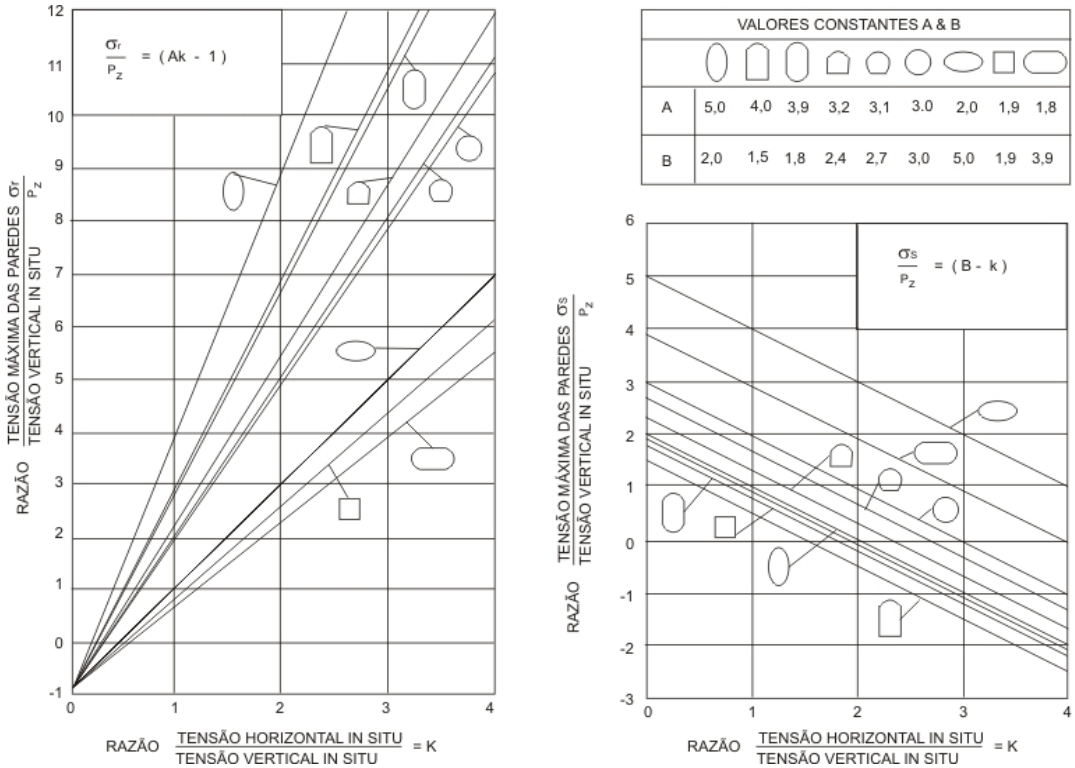


Figura 2.5: Influência do formato da escavação em relação às tensões (adaptado de Hoek & Brown, 1980).

$p_z = \sigma_{v;}$

p_i = pressão interna;

ϕ = ângulo de atrito interno;

a = raio da escavação (m);

c = coesão;

r = distância radial a um ponto qualquer.

têm-se como condição de deformação plástica:

$$p_z \geq \frac{p_i + c \times cos\phi}{1 - sen\phi} \qquad \text{Eq. 2.6}$$

sendo que o raio da zona de deformação plástica:

$$R = a \times \left[\frac{(1 - sen\phi) \times (p_z + c \times cot\phi)}{(p_i + c \times cot\phi)} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}; \qquad \text{Eq. 2.7}$$

onde:

$$K_p = \frac{1 + sen\phi}{1 - sen\phi} \qquad \text{Eq. 2.8}$$

Considerando-se uma zona elástica, têm-se que a tensão radial σ_r será:

$$\sigma_r = p_z - (p_z - \sigma_{cp}) \times \left(\frac{R}{r} \right)^2; \qquad \text{Eq. 2.9}$$

a tensão tangencial σ_θ será:

$$\sigma_\theta = p_z + (p_z - \sigma_{cp}) \times \left(\frac{R}{r} \right)^2; \qquad \text{Eq. 2.10}$$

e a tensão radial na interface Elasto-Plástica σ_{cp} será:

$$\sigma_{cp} = \left(p_z \times \left(1 - sen\phi\right)\right) - \left(c \times cos\phi\right) \qquad \text{Eq. 2.11}$$

A deformação radial resultante (u_r) será estimada pela equação:

$$u_r = \frac{\left(p_z \times sen\phi + c \times cos\phi\right) \times \left(\frac{R^2}{r}\right)}{2 \times G} \qquad \text{Eq. 2.12}$$

Considerando-se uma zona plástica, têm-se que a tensão radial será:

$$\sigma_r = -c \times cot\phi + \left(p_i + c \times cot\phi\right) \times \left(\frac{r}{a}\right)^{K_p - 1}; \qquad \text{Eq. 2.13}$$

a tensão tangencial será:

$$\sigma_\theta = -c \times cot\phi + \left(p_i + c \times cot\phi\right) \times K_p \times \left(\frac{r}{a}\right)^{K_p - 1}; \qquad \text{Eq. 2.14}$$

e a tensão resultante será:

$$\sigma_y = \frac{\left(\sigma_r + \sigma_\theta\right)}{2} \qquad \text{Eq. 2.15}$$

A deformação radial resultante (u_r) será estimada pela equação:

$$u_r = \frac{r}{2 \times G} \times \chi \; ; \qquad \text{Eq. 2.16}$$

onde:

$$\chi = (2\nu - 1) \times (p_z + c \times \cot\phi) + (1 - \nu) \times \left[(K_p^2 - 1) \times (K_p + K_{ps}) \right] \times (p_i + c \times \cot\phi) \times \left(\frac{R}{a} \right)^{K_p - 1} \times \left(\frac{R}{r} \right)^{K_{ps} + 1}$$

$$+ \left[(1 - \nu) \times \frac{(K_p \times K_{ps} + 1)}{(K_p + K_{ps}) - \nu} \right] \times (p_i + c \times cot\phi) \times \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p - 1} \; ; \qquad \text{Eq. 2.17}$$

e

$$K_{ps} = \frac{(1 + \operatorname{sen}\psi_S)}{(1 - \operatorname{sen}\psi_S)} \; ; \qquad \text{Eq. 2.18}$$

e

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \qquad \text{Eq. 2.19}$$

sendo:

ψ_s igual ao ângulo de dilatância da rocha

2.4 Método das Curvas Características

O Método das Curvas Características se baseia em uma análise bi-dimensional da interação maciço-suporte. O método recebeu este nome em 1978, no congresso da AFTES, baseado em trabalhos de diversos autores desde 1939 (AFTES, 2002).

Segundo Hoek & Brown (1980), a análise da interação maciço-suporte é um formidável problema teórico devido ao grande número de fatores que devem ser levados em conta para se encontrar solução aos problemas. Consoante a isto, Carranza-Torres & Fairhurst (2000) afirmam a necessidade do conhecimento das características de deformação do maciço rochoso e dos sistemas de suporte para a aplicação do método de interação maciço-suporte.

Frente a um problema tri-dimensional (AFTES, 2002) o método da convergência-confinamento envolve um problema bidimensional do plano de deformações da interação maciço-suporte. Isto consiste em se aplicar às paredes da abertura uma tensão:

$$\sigma = (1-\lambda)\sigma_0 \qquad \text{Eq. 2.20}$$

onde:

σ_0 é a tensão natural do maciço;

λ é um parâmetro de simulação da escavação que varia de 0 a 1. Isto é chamado de *perda de confinamento*.

Como este parâmetro decresce em valor, o maciço perde seu confinamento, e essa perda de confinamento causa um deslocamento *u* nas paredes do túnel tal como:

$$f_m(\sigma, u) = 0 \qquad \text{Eq. 2.21}$$

sendo esta Eq. 2.21 a equação geral de convergência para o maciço.

Já a equação para o comportamento do suporte relata a tensão exercida nas paredes a um deslocamento correspondente

$$f_s(\sigma, u) = 0 \qquad \text{Eq. 2.22}$$

sendo esta Eq. 2.22 a equação da convergência para o suporte.

O método da convergência-confinamento combina conceitos de relaxação do material e da rigidez do suporte para determinar a interação entre o suporte e o meio (maciço rochoso).

Se a instalação do suporte acontece de maneira antecipada o próprio suporte irá receber todo o carregamento proveniente do deslocamento do material. Em um sistema de suporte deformável, o suporte deformará até a estabilização. Em contrapartida, se o suporte for instalado tardiamente, ocorrerão deformações excessivas do túnel e colapso do suporte. O projeto do túnel deve contemplar a instalação de um suporte adequado, em que seja permitido ao mesmo aceitar deslocamentos no túnel e carregamento no suporte.

O método de convergência-confinamento não é limitado a elaboração das curvas de interação rocha-suporte. O método é uma poderosa ferramenta conceitual que provê ao projetista uma estrutura para o entendimento do comportamento do suporte em túneis e rochas (USACE, 1997). Soluções de forma fechada ou análise de meio contínuo são métodos de convergência-confinamento como o modelo de interação maciço-suporte. A relaxação do maciço/curva de interação, também, pode ser definida por medidas *in-situ*.

Oreste (2003), escreve que este método permite ter um entendimento qualitativo do fenômeno de interação. Para casos mais complexos, é necessário o uso de esquemas numéricos; entretanto, o esforço computacional necessário para a análise dos resultados deverá ser intensivo a fim de se produzir uma análise paramétrica capaz de auxiliar no projeto final.

Este método permite estimar o carregamento sobre o suporte instalado atrás da face do túnel. Quando o suporte é instalado próximo a face da escavação, o mesmo não recebe de imediato todo o carregamento ao qual será submetido. Parte da tensão que é redistribuída ao redor da escavação é conduzida à própria face de escavação. Com o avanço do túnel este "efeito de face" decresce, e o suporte passa a receber uma maior tensão, que previamente estava sendo suportada pela face. O suporte só receberá a tensão em totalidade quando a face já estiver a uma distância razoável do ponto em questão.

Um dos fatores que vem conduzindo pesquisas mais apuradas sobre a interação maciço rochoso-suporte é a economia. Para tanto, deve-se ter um perfeito conhecimento desta interação a fim de tornar possível a melhor combinação de suportes/reforços a um custo menor.

Os três componentes básicos da interação maciço rochoso-suporte são, *(i)* Linha de Deformação Longitudinal (LDL); *(ii)* Curva de Resposta do Maciço (CRM); e *(iii)* Curva Característica do Suporte (CCS).

A LDL é a representação gráfica do deslocamento radial que ocorre ao longo do eixo de uma escavação cilíndrica sem suporte – em seções localizados tanto a frente quanto atrás da face de escavação.

A CRM é definida como a relação entre o decréscimo de pressão interna p_i e o acréscimo de deslocamento radial das paredes u_r. Esta relação depende das

propriedades mecânicas do maciço rochoso e pode ser obtida pela solução elastoplástica da deformação do maciço rochoso no entorno da escavação.

Já a CCS é definida como a relação entre o acréscimo da pressão p_s sobre o suporte e o acréscimo do deslocamento radial u_r do suporte.

Segundo Carranza-Torres & Fairhurst (2000) a interpretação da interação entre LDL, CRM e CCS permite definir a pressão p_s que o maciço transmite ao suporte conforme a face de escavação avança. Além disto, a intersecção das curvas CRM e CCS fornece o deslocamento e a tensão atuando no suporte.

Conforme ilustrado na Figura 2.6, a interação pode ser definida com base nos quatro seguintes parâmetros:

- rigidez k do suporte: razão, em condições elásticas, entre a pressão aplicada pelo maciço e o deslocamento de suporte;
- deslocamentos das paredes u_{in}, já ocorridos antes da instalação do suporte;
- pressão $p_{máx}$ que induz o suporte à deformação; e
- deslocamento $u_{máx}$ das paredes do túnel que causaria o colapso do suporte.

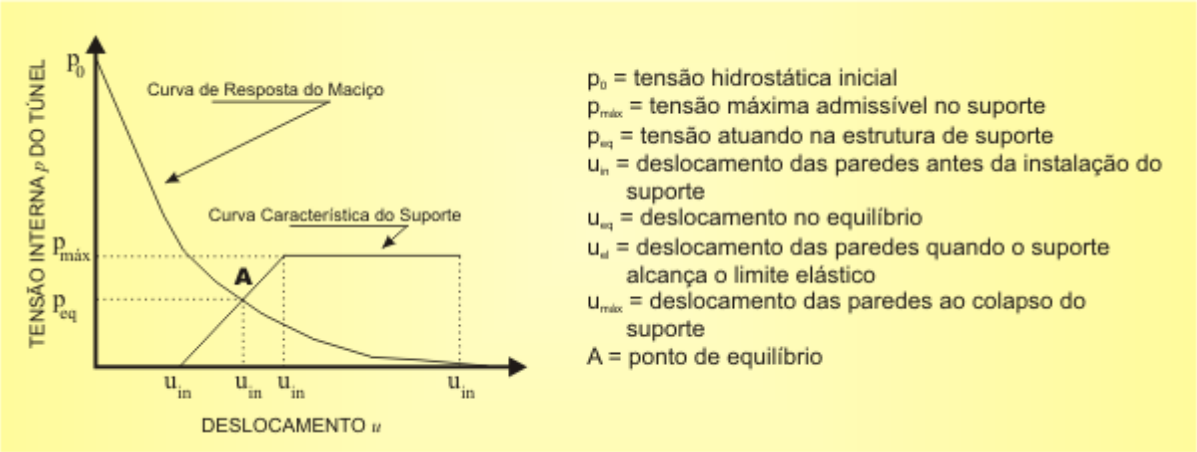


Figura 2.6: Representação típica da interação maciço-suporte (Adaptado de Oreste, 2003 e de Carranza-Torres & Fairhurst, 2000).

Quanto a avaliação da eficiência do suporte, Oreste (2003) afirma que o mesmo pode ser considerado confiável quando:

i) seu fator de segurança engloba o colapso (ou, às vezes, englobando somente as deformações) é maior que um valor aceitável como mínimo: $FS \leq FS_{mínimo}$; e

ii) os deslocamentos das paredes em condições de equilíbrio resultam em valores menores que um dado limite em relação ao critério de projeto do túnel: $u_{eq} \leq u_{lim}$.

Rabcewicz & Golser (1973, *apud* Asef *et al.* 2000) relatam que o controle sistemático das deformações de um túnel necessita de um bom entendimento do processo de interação maciço-suporte. E assim sendo, a avaliação de uma importante e confiável análise metodológica deve resultar em mais confiança e maior eficiência nos trabalhos em túneis.

2.4.1 Curva de Resposta do Maciço

A Curva de Resposta do Maciço é o gráfico da pressão do suporte necessária para manter o equilíbrio a um dado valor de deslocamento *versus* o valor de deslocamento (convergência). Esta pressão, segundo Costa e Silva (2004), é conseqüência de deslocamentos impedidos. A curva de resposta do maciço mostrada na Figura 2.7 ilustra a relação para casos de comportamento elástico-linear, não-elástico 'estável' e não-elástico 'instável'. Onde a curva de resposta de um maciço elástico intercepta o eixo dos deslocamentos axiais, o valor de u_r é encontrado pela Equação 2.16. Este ponto representa a deformação elástica total do contorno da escavação e não é necessária a instalação de suporte, mostrando que a magnitude dos deslocamentos são aceitáveis. Para a maioria das situações de engenharia em rochas, tal deslocamento elástico será menor que 0,1% do raio da escavação e será aceitável.

Considerando a curva não-elástica 'estável' da Figura 2.7, a intersecção da curva com o eixo de deslocamento do contorno acontece com um alto valor de deslocamento, na faixa de 10% do raio.

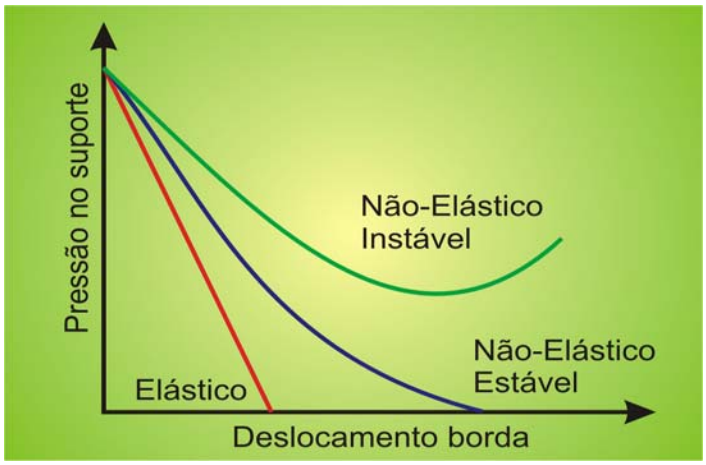


Figura 2.7: Curvas de resposta do maciço para diferentes tipos de meios rochosos (Adaptado de Hudson & Harrison, 1997).

A terceira curva da Figura 2.7 correspondente ao comportamento não-elástico 'instável' indica a necessidade de suporte, pelo fato da curva não tender a interceptar o eixo do deslocamento, conduzindo a mesma ao colapso. Devido a natureza geral do conceito da curva de resposta do maciço e na habilidade para estudar uma variedade de fatores associados, tornou-se uma ferramenta semi-empírica amplamente usada no projeto de suporte para escavações.

2.4.2 Curva Resposta do Suporte

Quando o suporte é necessário, pode-se obter uma indicação da eficácia dos sistemas particulares de suporte plotando o comportamento elástico do suporte, as linhas de suporte disponíveis, sobre o mesmo eixo da curva de resposta do maciço. Na Figura 2.8 está ilustrado o comportamento de suportes rígidos e flexíveis (considerando como rigidez axial) junto com a curva de resposta do maciço. Os pontos de interesse são onde as linhas dos suportes interceptam a linha do maciço: nestes pontos, o equilíbrio foi encontrado.

Outra conclusão de engenharia pode ser obtida a partir das curvas respostas: não é necessário instalar suportes para se obter equilíbrio em caso de maciço elástico e não-elástico 'estável', pois se o suporte é usado nesses casos, o deslocamento no equilíbrio é simplesmente reduzido. No caso de maciço não-

elástico 'instável', o suporte deve ser usado. No caso ilustrado pela Figura 2.8 o suporte rígido (ex.: segmentos de concreto pré-moldado) obterá sucesso, mas o suporte flexível (ex.: arco metálico) não conduzirá o sistema ao equilíbrio. Outro ponto a ser observado é que jamais deve ser buscado o deslocamento zero pela introdução de suportes o mais rígido quanto possível. Isto nunca será possível, e irá, também, introduzir altas e desnecessárias pressões de suporte.

Por meio do conhecimento dos mecanismos de suporte como ilustrado pela curva de resposta do maciço e associado com as linhas de suporte disponíveis, conforme mostra a Figura 2.8, pode ser utilizada uma aproximação puramente observacional para o fornecimento do sistema de suporte. Vê-se que é desnecessário instalar elementos de suporte rígido em um estágio adiantado: é melhor permitir um pequeno deslocamento da rocha e então assegurar que seja conseguido o equilíbrio antes que ocorra um deslocamento excessivo da rocha. Na prática, não é possível estabelecer de forma exata a curva de resposta do maciço, mas é possível medir o deslocamento que ocorre, usualmente em termos de convergência através da escavação. A curva de resposta do maciço e a curva de convergência são ligadas devido ao fato de serem manifestações diferentes de um fenômeno simples (Hudson & Harrison, 1997).

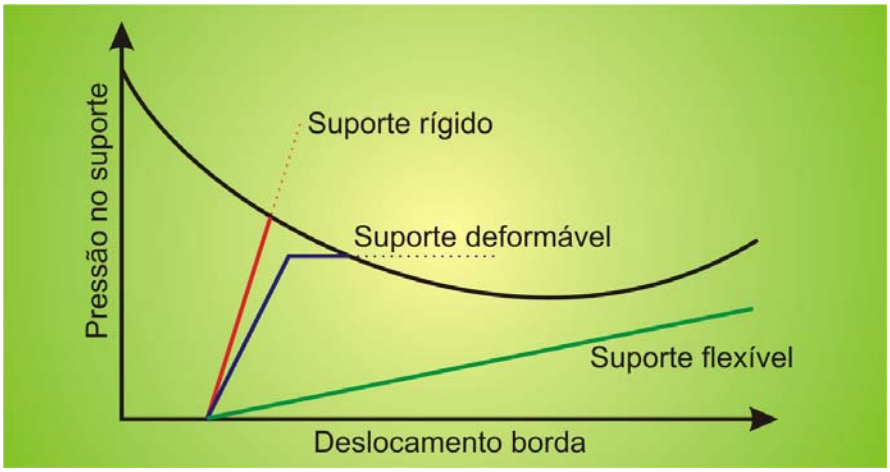


Figura 2.8: Curva de resposta do maciço e tipos de suporte disponíveis (Adaptado de Hudson & Harrison, 1997).

Os sistemas de suporte se opõem à convergência das paredes do túnel por meio da aplicação de pressão, que é comumente chamada de pressão de

suporte. Esta pressão, P_S, aumenta com a rigidez do sistema de suporte e é limitada pela resistência do material do suporte. No caso do concreto projetado, a rigidez varia de 7.000 a 15.000 MPa, conforme a espessura e a idade do concreto (AFTES, 2001).

Conforme Oreste & Peila (1997) o comportamento mecânico de uma camada de concreto projetado, que geralmente é usado como primeiro suporte de túneis, varia em função do tempo como resultado do endurecimento do concreto.

Ao contrário do que geralmente ocorre no método da interação maciço-suporte, a velocidade de avanço da escavação e o endurecimento do concreto devem ser levados em conta nos projetos.

As três curvas da Figura 2.9 ilustram a ligação entre as curvas de resposta do maciço e a curva de convergência. Começando com a curva de resposta do maciço e um tipo de suporte disponível, a informação é ilustrada como uma simples curva de diferença de pressão *versus* o deslocamento. Aceitando que a diferença de pressão é uma função do deslocamento do revestimento, e que o deslocamento das paredes do túnel é função do tempo (porque o deslocamento resulta do avanço da face do túnel), então a curva tempo-convergência pode ser desenhada. A curva final pode ser medida na prática.

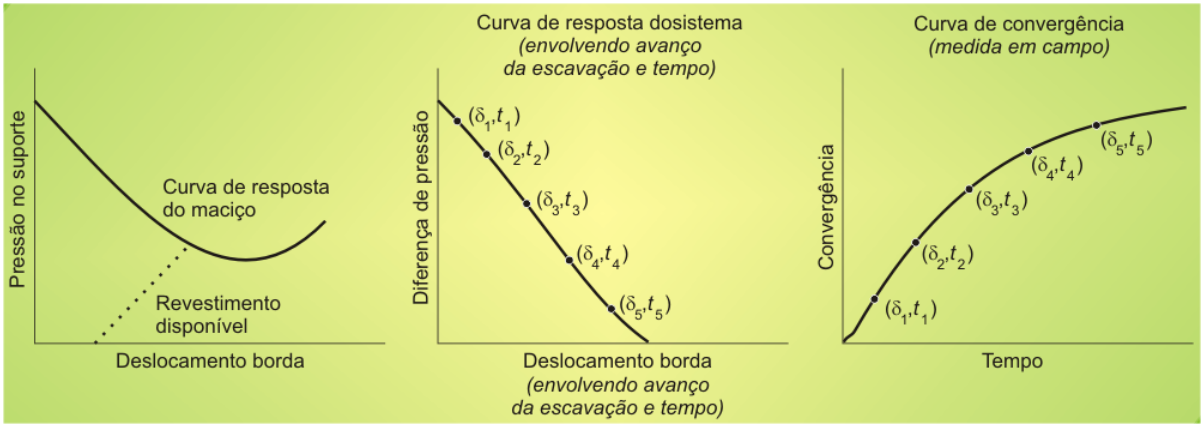


Figura 2.9: Ligação entre curva de resposta do maciço e convergência observada (Adaptado de Hudson & Harrison, 1997).

A convergência ocorre rapidamente na medida em que a escavação avança; conseqüentemente a razão de convergência decresce quando o equilíbrio se aproxima.

A perda de confinamento causada pela escavação do túnel causa redistribuição de tensões no entorno da escavação e deformações. A convergência do túnel ao longo de uma linha *a* e o deslocamento relativo entre um par de pontos diametralmente opostos nas paredes e no teto do túnel.

A convergência depende da distância *x* entre a seção instrumentada e a face de trabalho, do tempo *t* decorrido depois que a frente de trabalho passou pela seção instrumentada, da distância *d* sem reforço atrás da frente de trabalho e da rigidez do suporte. As medidas de convergência são geralmente representadas *versus* a distância da frente de trabalho e do tempo.

A análise detalhada das curvas conduz a informações muito instrutivas a respeito da influência da distância da frente de trabalho, e conseqüentemente, a respeito da extensão da zona de descompressão e se as deformações irão ou não ocorrer em função do tempo.

Tendo conhecimento por meio da interação maciço-suporte dos deslocamentos máximos admissíveis na escavação, a instrumentação da convergência da escavação pode conduzir à tomada de decisão de fortalecer o sistema de suporte, se as medidas de convergência estiverem representando que o limite máximo de deformação está próximo de ser alcançado.

3 Classificação Geomecânica

Os sistemas de classificação geomecânica dos maciços rochosos são sistemas empíricos. Com a utilização desses sistemas pode-se obter parâmetros geotécnicos específicos ou até mesmo dimensionar escavações subterrâneas, em função das características de auto-suporte dos maciços.

Russo *et al.* (1998) descrevem que as classificações geomecânicas são parte fundamental nos atuais projetos de túneis em rocha. Sendo assim, é importante distinguir seus campos de aplicação, tanto como parte do processo de caracterização, com somente uma função geomecânica, ou como um método empírico para projeto.

As classificações são incorporadas no estudo geomecânico como uma importante ferramenta para a caracterização do maciço rochoso e para a correlação de dados de entrada para o dimensionamento estrutural da escavação e a verificação do comportamento da escavação subterrânea (usando métodos numéricos ou analíticos).

Russo *et al.* (1998) fazem referência a um esquema conceitual de classificação geomecânica incluindo:

i) classe ou grupo geomecânico: representam maciços rochosos de diferentes qualidades, caracterizados por um conjunto de propriedades geomecânicas adequadamente definidas;

ii) categorias de comportamento: expressam as deformações decorrentes das escavações, correspondendo a diferentes combinações geomecânicas e tensões in-situ; e

iii) classes técnicas: são diretamente associadas com diferentes soluções de projeto, em termos de seções típicas de escavação e suporte.

Button *et al.* (2004) referem que os sistemas populares de classificação usados atualmente incluindo o GSI, o Sistema Q e o RMR, são baseados na determinação de pesos para o maciço rochoso dentro de uma faixa de valores, e que podem ser usados, também, para a estimativa de "parâmetros de maciço rochoso" ou necessidade de suporte. Seções com mesmo peso são agrupadas em regiões onde o processo de escavação e a necessidade de suporte são essencialmente parecidas.

3.1 RQD

O RQD (Índice de Qualidade da Rocha) baseia-se na quantidade de fraturas e na alteração da rocha, sendo verificado por meio de testemunhos de sondagem ou velocidade sísmica (Deere, 1968 *apud* Stag, 1970). O índice RQD, calculado a partir de testemunhos de sondagem, é o somatório do comprimento dos fragmentos de testemunho com comprimento igual ou maior a 10 cm, divididos pelo comprimento total do testemunho de uma sondagem com diâmetro NX (54 mm) e com barrilete duplo. A Figura 3.1 mostra a forma de como as informações podem ser obtidas e a Equação 3.1 apresenta o cálculo do índice.

$$RQD = \frac{\sum_{Li}}{L_T} \times 100 \qquad \text{Eq. 3.1}$$

onde:

RQD - Índice de qualidade da rocha (%);

L_i - Fragmentos de testemunho de sondagem com $L_i \geq 10$ cm; e

L_T - Comprimento total do testemunho (cm).

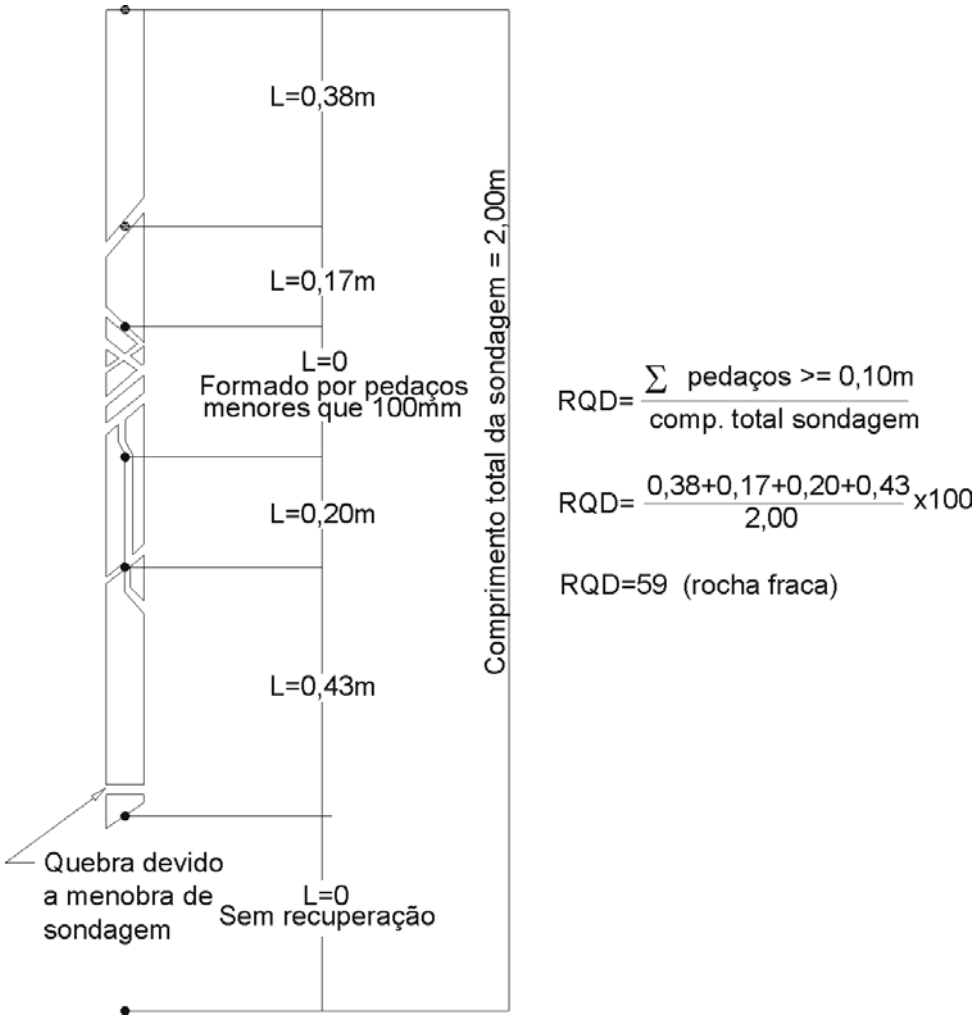


Figura 3.1: Exemplo de procedimento de cálculo do valor do RQD (adaptado de Deere, *apud* Stagg, 1970).

Tendo por base os valores de RQD obtidos por meio da Equação 3.1, Deere (1969, *apud* Stagg, 1970) propôs a classificação do maciço rochoso em cinco grupos diferentes, conforme mostra a Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Classificação do maciço rochoso usando valores de RQD

RQD (%)	Qualidade do Maciço
0 – 25	Muito ruim
25 – 50	Ruim
50 – 75	Regular
75 – 90	Bom
90 - 100	Excelente

Prieste & Hudson (1976, *apud* Edelbro, 2003) apresentam uma maneira de se encontrar o valor de RQD*, por meio da medição do espaçamento das descontinuidades em face rochosa exposta, usando:

$$\text{RQD*} = 100e^{-0,1\lambda} \times (0,1\lambda + 1) \qquad \text{Eq. 3.1}$$

onde:

RQD* índice de qualidade da rocha (%) teórico;

λ número de descontinuidades por metro.

3.2 Sistema RMR

Este sistema foi apresentado por Bieniawski em 1973, vindo a sofrer posterior complementações, sendo a última em 1989 (Bieniawski, 1989). A versão inicial focava escavações de túneis a grande profundidade (Montoya, 2002), e a versão atual já contempla outras área de aplicação.

A classificação RMR é baseada em cinco parâmetros e um ajuste:

1. Resistência à compressão uniaxial;
2. Índice de qualidade da rocha (RQD);
3. Espaçamento das descontinuidades;
4. Condição das descontinuidades;
5. Condição da água subterrânea; e
6. Orientação das descontinuidades (ajuste).

O valor do RMR é a somatória dos pontos referentes a cada parâmetro, de acordo com a Tabela constante no Apêndice 1. Para a versão de 1989 o valor máximo do RMR é 100 e o mínimo é 8.

A Figura 3.2 apresenta o gráfico de auto-sustentação da escavação em função do valor do RMR.

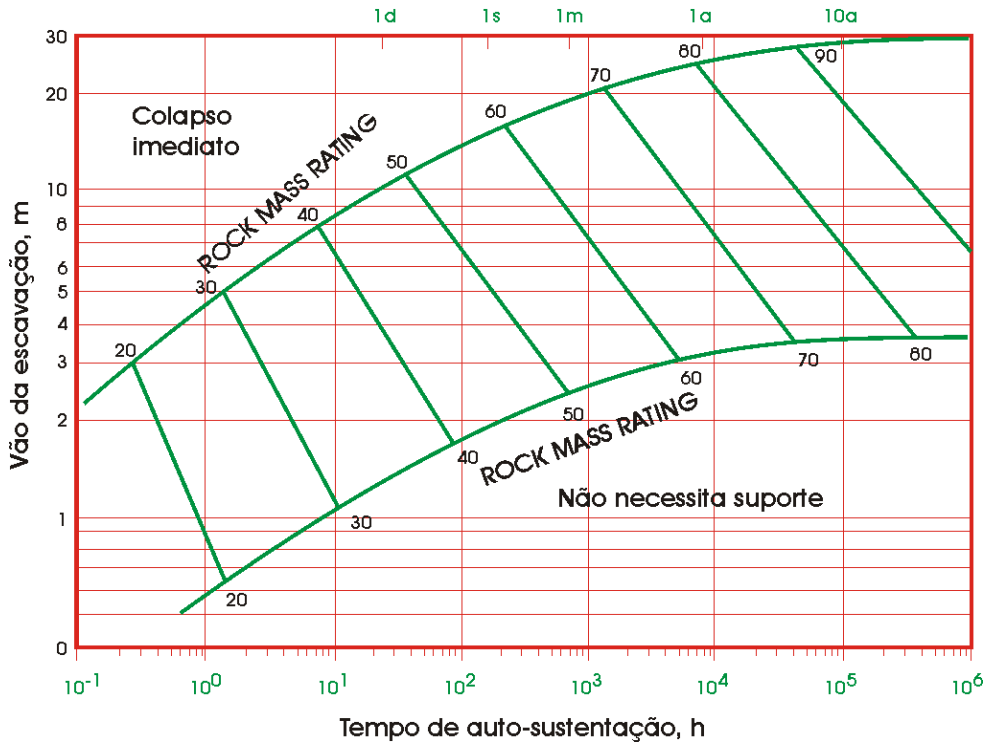


Figura 3.2: Tempo de auto-sustentação da escavação, em função do RMR (Adaptado de Bieniawski, 1989).

3.3 Sistema Q

O sistema Q de classificação de maciços rochosos foi desenvolvido por Barton, Lien e Lunde, na Noruega, em 1974 (Bieniawski, 1989). Este sistema foi proposto tendo por base a análise de 212 casos históricos de túneis da Escandinávia, e é baseado na avaliação numérica da qualidade do maciço usando seis parâmetros.

A Equação 3.2 apresenta o cálculo do Q.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad \text{Eq. 3.2}$$

onde:

RQD - índice de qualidade da rocha (%);

J_n - número de famílias de descontinuidade;

J_r - número relativo à rugosidade da descontinuidade;

J_a - número relativo à alteração da descontinuidade;

J_w - índice de redução devido à influência da água na descontinuidade; e

SRF - índice de redução de tensão.

O Q, assim como o RMR, sofreu aprimoramentos posteriores à sua publicação. Grimstad & Barton (1993), visando incluir casos de túneis escavados em maciços rochosos resistentes e submetidos a altos níveis de tensão, apresentaram uma modificação no parâmetro SRF. Conforme Montoya (2002), a tendência dessa atualização do sistema Q é o uso cada vez maior de concreto projetado neste tipo de situação, ao contrário da versão original do sistema Q que focava a utilização de cambotas metálicas e tirantes. Já em Barton & Grimstad (1994), novos valores do Índice de Suporte da Escavação – ESR são apresentados.

Os valores de Q variam de 0,001 a 1000 e, de acordo com o valor encontrado, há um enquadramento do maciço em três grupos diferentes, conforme mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Enquadramento do maciço conforme o valor de Q

Q	Grupo	Classificação
0,001 – 0,01	1	Excepcionalmente ruim
0,01 – 0,1		Extremamente ruim
0,1 – 1		Muito ruim
1 – 4		Ruim
4 – 10	2	Regular
10 – 40		Bom
40 – 100		Muito bom
100 – 400	3	Extremamente bom
400 - 1000		Excepcionalmente bom

Adaptado de Barton et. al, 1974, em Edelbro (2003).

A planilha do Sistema Q encontra-se na íntegra no Apêndice 2.

3.4 GSI

Enquanto os Sistemas Q e RMR têm por objetivo o dimensionamento do suporte de uma escavação, o Índice de Resistência Geológico (GSI) foi apresentado por Hoek *et al.* (1994, 1995 e 1998) com o objetivo de se adequar o critério empírico de Hoek-Brown para maciços fraturados, e servir de base para projeto de escavação subterrânea em rocha. A Figura 3.3 mostra a classificação GSI.

O GSI pode ser estimado por meio dos Sistemas Q e RMR, sendo que para o RMR há diferentes fórmulas para as diferentes versões do sistema (1976 e 1989).

Usando o Sistema Q, é necessário encontrar o valor de Q modificado (Q'), que considera o valor de J_w/SRF igual a 1:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \qquad \text{Eq. 3.3}$$

Onde:

Q' = Q efetivo, onde se considera $\frac{J_w}{SRF} = 1$

$$GSI = 9 \times Log_e Q' + 44 \qquad \text{Eq. 3.4}$$

Neste caso, o valor mínimo de Q deverá ser 0,0208.

Usando o Sistema RMR:

$$GSI = RMR_{76'} \qquad \text{Eq. 3.5}$$

$$GSI = RMR_{89'} - 5 \qquad \text{Eq. 3.6}$$

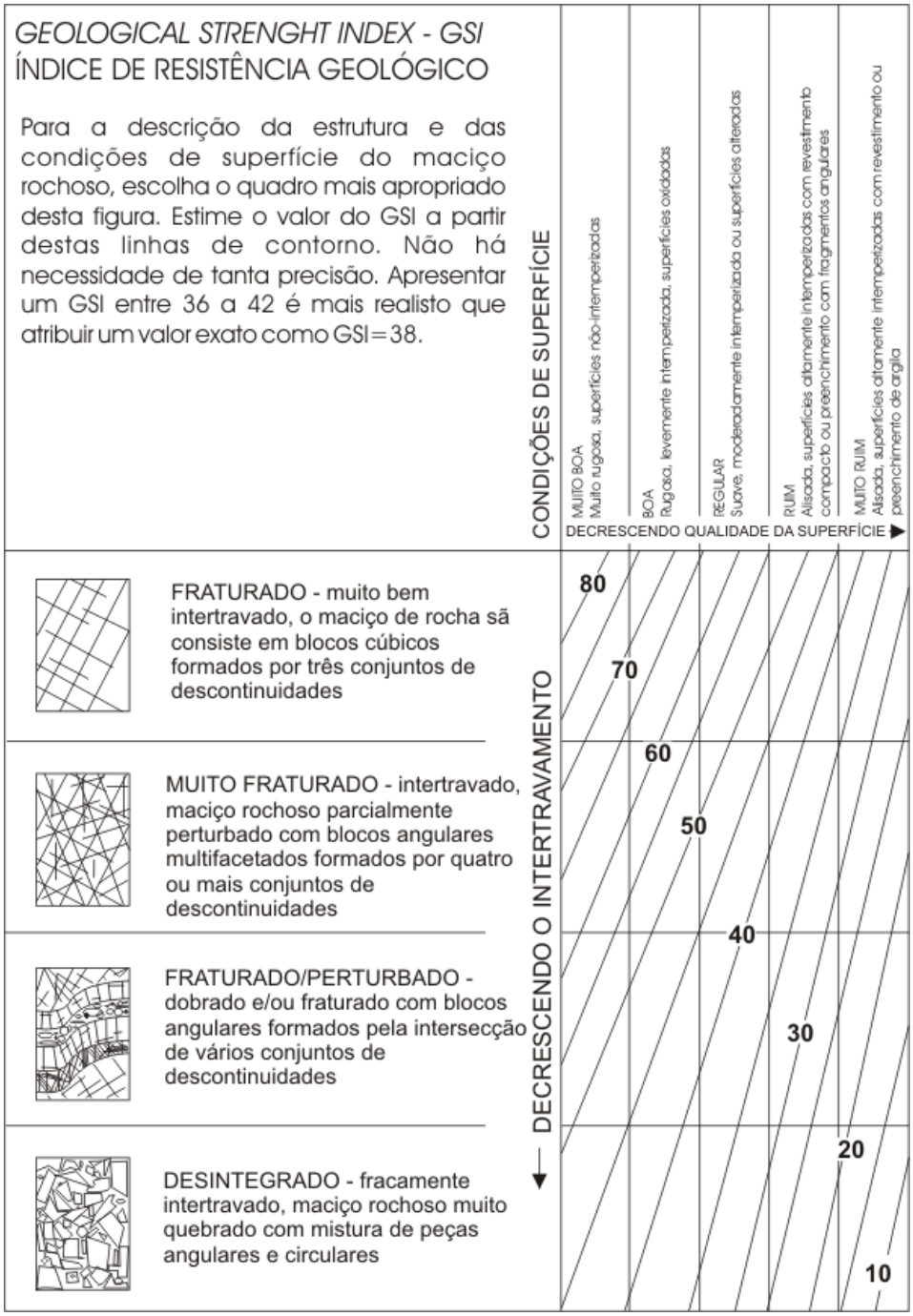


Figura 3.3: Classificação GSI (Adaptado de Hoek *et al.*, 1998)

Os valores mínimos de RMR devem ser 18, para a versão de 1976, e 23, para a versão de 1989.

3.5 Estimativa de Módulo de Deformabilidade do Maciço por meio das classificações

A estimativa do Módulo de Deformabilidade *in-situ* da rocha é um importante parâmetro para todas as formas de análise numérica e interpretação de deformações monitoradas no entorno de escavações subterrâneas (Hoek *et al.*, 1995). Devido ao fato de ser difícil e ter alto custo a obtenção desta informação em campo, tenta-se obtê-la por meio de correlações com as classificações geomecânicas.

Em projeto de túneis, mais que em outros campos da geotecnia, o modelo geomecânico geralmente é extrapolado a partir de uma quantidade limitada de dados e o estado real do maciço é apenas parcialmente conhecido. Desta maneira, o projeto deve contemplar razoáveis cenários geomecânicos, soluções adequadas para estas condições esperadas e regras para aplicar soluções durante a escavação (Russo *et al.*, 1999).

Bieniawski (1978, *apud* Bieniawski,1989), apresenta a seguinte relação:

$$E_M = 2 \times RMR - 100 \qquad \text{Eq. 3.7}$$

onde:

E_M - Módulo de Deformação do Maciço (GPa);

RMR - Valor de RMR do maciço, > 50.

Em complementação a Equação 3.7 que só contempla valores de RMR maiores que 50, Serafin & Pereira (1983, *apud* Hoek *et al.*, 1995) apresentam uma relação que contempla toda a faixa de variação do RMR.

$$E_M = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}} \qquad \text{Eq. 3.8}$$

onde:

E_M - Módulo de Deformação do Maciço (GPa);

RMR - Valor de RMR do maciço.

Partindo das informações obtidas por outro sistema, o Q, Barton *et al.* (1980, 1992 e 1993, *apud* Hoek *et al.*, 1995) encontraram boa aproximação entre deslocamentos medidos e previstos por análises numéricas usando o Módulo de Deformação *in-situ* como sendo:

$$E_M = 25 \times Log_{10}Q \qquad \text{Eq. 3.9}$$

onde:

E_M - Módulo de Deformação do Maciço (GPa);

Q - Valor de Q do maciço.

Utilizando-se do sistema GSI, Hoek & Diederichs (2006) apresentam duas maneiras de cálculo do módulo: uma simplificada e outra detalhada. Na maneira simplificada são necessários o valor do GSI e do fator de perturbação do maciço, conforme apresenta a Equação 3.10.

$$E_M(MPa) = 100000\left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}}\right) \qquad \text{Eq. 3.10}$$

onde:

E_M é o Módulo de Deformação do Maciço (MPa);

D é o Fator de perturbação do maciço.

Já na maneira detalhada, são necessários os valores de GSI, do fator de perturbação do maciço, e do valor do módulo de deformação da rocha intacta, conforme mostra a Equação 3.11.

$$E_M(MPa) = E_i\left(0{,}02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right) \qquad \text{Eq. 3.11}$$

onde:

E_M é o Módulo de Deformação do Maciço (MPa);

E_i é o Módulo de deformação da rocha intacta (MPa);

D é o Fator de perturbação do maciço.

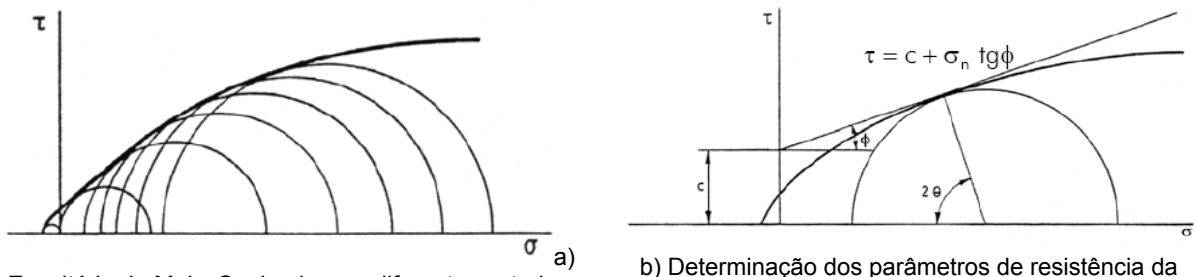
Sabendo da variação espacial das propriedades do maciço rochoso e a subjetividade na interpretação e/ou quantificação dos dados de campo pelos geólogos/engenheiros, Russo *et al.* (1998), comentam a necessidade de se adotar procedimentos probabilísticos para a inserção das incertezas e variabilidade do maciço rochoso nos projetos.

3.6 Critérios de ruptura

Quanto aos critérios de ruptura, conforme Guerreiro (2000), existem vários critérios para estudar a ruptura das rochas e dos maciços rochosos, sendo eles científicos ou empíricos. Dentre todos, os critérios mais utilizados em mecânica das rochas são:

- Critério de Mohr-Coulomb (científico)
- Critério de Hoek-Brown (empírico)

O critério de Mohr-Coulomb baseia-se em duas propriedades das rochas e dos maciços rochosos: ângulo de atrito interno e coesão. De acordo com este critério as rochas rompem por tração, segundo planos normais à direção da tensão aplicada, ou por cisalhamento (corte), em planos onde a máxima é a diferença entre a tensão de cisalhamento e a ação do atrito interno. Cita-se ainda, neste critério, que o atrito interno do material pode variar para a mesma rocha em função da variação da tensão de confinamento. A Figura 3.4 mostra a envoltória de Mohr-Coulomb e os parâmetros de resistência da rocha.



a) Envoltória de Mohr-Coulomb para diferentes estados de tensão

b) Determinação dos parâmetros de resistência da rocha, coesão (c) e ângulo de atrito interno (Ø)

Figura 3.4: Envoltória de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência da rocha (Adaptado de Guerreiro, 2000)

Já o critério de ruptura de Hoek-Brown (Hoek & Brown, 1980), foi formulado para estimar a resistência de maciços rochosos fraturados, sendo que este critério baseia-se no conhecimento das condições de fraturamento existentes e nas características das superfícies de descontinuidades que individualizam os blocos. Este critério é definido pela Equação 3.12.

$$\sigma_1^{'} = \sigma_3^{'} + \sigma_{ci}\left[m_b \frac{\sigma_3^{'}}{\sigma_{ci}} + s\right]^a \qquad \text{Eq. 3.12}$$

onde:

$\sigma_1^{'}$ tensão efetiva máxima na ruptura
$\sigma_3^{'}$ tensão efetiva mínima na ruptura
σ_{ci} resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
m_b valor de Hoek-Brown da constante *m* para maciços rochosos
s constante que depende das características do maciço rochoso
a constante que depende das características do maciço rochoso

4 Escavação e suporte

4.1 Método de escavação NATM

Conforme Assis (2002), o Novo Método de Escavação de Túneis - NATM e os métodos derivados deste são enquadrados como um método de escavação seqüencial. Este Novo Método Austríaco de Escavação de Túneis foi divulgado em 1964 por Rabcewicz (Rabcewicz, 1974), e é embasado em três princípios:

i) aplicação de uma fina camada de concreto projetado como revestimento;

ii) aplicação de tirantes ou cambotas metálicas tão breve quanto possível; e

iii) medida sistemática das deformações.

Karakus & Fowell (2004) relatam haver uma divisão entre pesquisadores, que vêem o NATM de três modos diferentes: um grupo afirma ser o NATM um moderno método de escavação de túneis; os oponentes dizem que o método não é nem novo nem Austríaco; e há ainda o grupo dos neutros.

O divulgador deste método, Rabcewicz (1974), comenta que nos métodos convencionais de abertura de túneis no passado, os materiais tidos como mais apropriados para o revestimento de rochas instáveis era a alvenaria de paralelepípedos ou tijolos. O concreto não era utilizado por que se suponha que possíveis deformações durante os processos de cura e endurecimento poderiam vir a causar danos irreparáveis. Entretanto, Rabcewicz & Golser (1973) chamam a

atenção de que o que deveria preocupar os projetistas é a melhoria do tratamento da rocha adjacente, e não apenas as pressões de acomodação (relaxação) do maciço, o que foi conseguido com o emprego de concreto projetado, aplicado logo após o desmonte.

A propriedade mais importante do concreto projetado como suporte contra a relaxação e as pressões devidas à redistribuição de tensões reside na sua interação com a rocha adjacente. Além disso, conforme Farias *et al.* (2004), o concreto projetado apresenta flexibilidade para permitir um desejável grau de deformação do maciço e ainda ser suficientemente resistente para absorver as tensões cisalhantes e os momentos.

O NATM favorece deliberadamente a deformação do maciço, adjacente ao contorno escavado, para redistribuir e, ao mesmo tempo, reduzir as tensões máximas induzidas, sem permitir sua desagregação e conseqüente perda de coerência. Para assegurar tais objetivos, Francis & Rocha (1998) dizem que o NATM preconiza a adoção de medidas e providências que possibilitem:

i) Aproveitar ao máximo a capacidade autoportante do maciço, adjacente ao contorno escavado;

ii) Escavar uma seção arredondada, preferencialmente plena, e parcializando, quando sua estabilidade exigir;

iii) Aplicar suporte flexível em todo contorno escavado, exceto no piso, quando horizontal e suficientemente resistente, antes da desagregação da zona potencialmente plastificável;

iv) Dimensionar o revestimento final durante a obra, em função do comportamento mecânico da frente de escavação; e

v) Controlar e corrigir o desempenho do maciço e respectivo deslocamentos do contorno escavado e, eventualmente, da superfície, durante o processo de escavação.

Conforme Nieble & Serman (1982) em escavações subterrâneas segundo a filosofia NATM há aplicação de um revestimento de primeira fase logo junto a frente da escavação, tentando restabelecer o equilíbrio tridimensional pré-existente no maciço e, com isso, fazer com que o próprio maciço rochoso contribua na sua

sustentação. Exige que os deslocamentos decorrentes da interação maciço-suporte sejam acompanhados até sua completa estabilização. Tal procedimento verificaria a eficiência do processo executivo adotado e ainda fornece informações quanto a fenômenos dependentes do tempo. Tais dados servem ainda para realimentar o projeto e decidir sobre mudanças nos sistemas de estabilização utilizados.

O dimensionamento por ajustes das estruturas estabilizantes padronizadas e adotadas para cada tipo de maciço e condições de tensões primárias, preconizado no NATM, utiliza o conceito de estabilização pelo alívio controlado de pressão. Este conceito fundamenta-se em controlar os deslocamentos nas paredes da escavação a fim de limitá-los a valores inferiores ao limite admissível de desagregação da interação maciço-suporte, implicando em não permitir a desarticulação do maciço com conseqüente redução da resistência e aumento das solicitações (Mangolin Filho, 1982).

4.2 Reforço e suporte

O reforço de rocha como aplicado essencialmente em maciços rochosos contínuos difere do que é usado em maciços rochosos descontínuos devido ao modo de ação dos elementos de reforço. O uso de reforço de rocha em meio contínuo pode ser benéfico devido ao efeito do reforço nas propriedades da rocha e no comportamento do maciço. O modo de ação do reforço em um meio descontínuo é pouco diferente do que descrito para um meio contínuo devido não somente pela consideração de melhoria das propriedades da rocha, mas, também, pela necessidade de restringir grandes deslocamentos dos blocos, levando em conta análises cinemáticas para escavações subterrâneas.

Conforme Hudson & Harrison (1997) se o reforço inibe o movimento dos blocos, então o reforço da rocha alterou o comportamento do meio de descontínuo para contínuo, em princípio.

Suporte é o termo usado para a introdução de elementos estruturais em escavações de rocha com o objetivo de conter deslocamentos do contorno da

escavação. No caso de reforço da rocha, o suporte é considerado de maneira diferente para um meio contínuo ou descontínuo. Na verdade, a distinção entre maciço rochoso contínuo e descontínuo não é tão objetiva assim, uma vez que pode haver trechos de transição entre ambos os meios.

Considerando as tensões e os deslocamentos causados pela escavação em um meio com material CHILE (Contínuo, Homogêneo, Isotrópico e Elástico-linear). Os deslocamentos radiais (u_r) de contorno no entorno de uma escavação circular em uma rocha CHILE tencionada em deformação plena são determinadas pela equação:

$$u_r = \left(\frac{R}{E}\right)\left[\sigma_1 + \sigma_2 + 2\left(1-\nu^2\right)\left(\sigma_1 - \sigma_2\right)\cos 2\theta - \nu\sigma_3\right] \qquad \text{Eq. 4.1}$$

onde: *R* é o raio da escavação

σ_1 e σ_2 são as tensões principais no plano;

σ_3 é a tensão secundária no plano;

θ é a distância angular a um ponto qualquer, indicado em graus;

E e υ são as constantes elásticas.

A Figura 4.1 ilustra as variáveis de cálculo apresentadas na Equação 4.1.

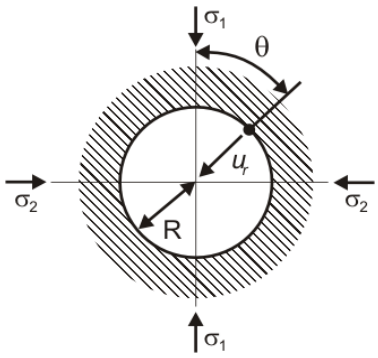


Figura 4.1: Deslocamento radial (adaptado de Hudson & Harrison, 1997).

Pela Eq. 4.1, fica identificado que os deslocamentos são proporcionais ao raio da abertura e inversamente proporcionais ao Módulo de Young.

A estratégia de estabilização da rocha deve ser baseada na necessidade de restringir os deslocamentos, variando esta conforme as necessidades de projeto.

Uma analogia direta da curva de resposta do maciço pode ser considerada para o uso de suporte na rocha que apresenta descontinuidades. Conforme aumenta o fraturamento do maciço a rocha vai perdendo resistência, e a curva de resposta do maciço tende a ficar mais plana, como ilustrado na Figura 4.2.

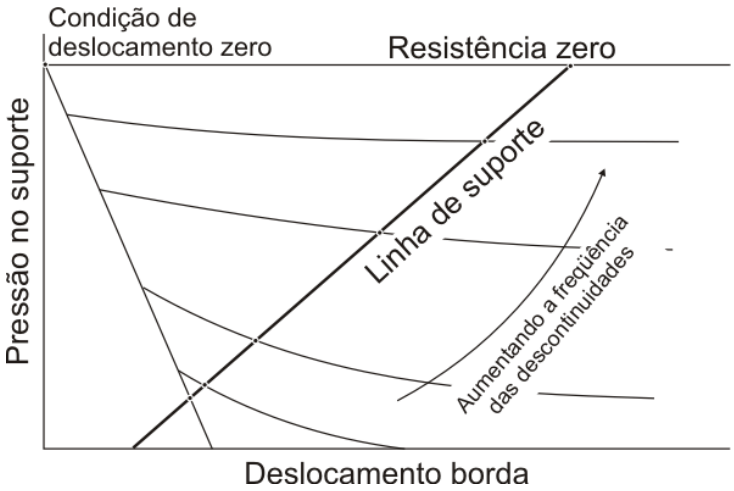


Figura 4.2: Curva de resposta do maciço em maciço rochoso descontínuo.

Os dois casos limites apresentados acima na curva de resposta do maciço são o comportamento elástico-linear e o comportamento de resistência zero. Para se conseguir uma condição de deslocamento zero neste caso, é necessária a introdução de suporte com pressão igual à pressão da rocha *in-situ*. Entretanto, o equilíbrio é alcançado quando a pressão disponível no suporte intercepta a curva de resposta do maciço, de modo que na maioria dos casos de meio contínuo não é necessário imprimir uma pressão de suporte equivalente a pressão da rocha *in-situ*. Não obstante, considerando a Figura 4.2, pode-se ver que cada vez mais altas pressões de suporte são necessárias para se conseguir o equilíbrio, conforme vai aumentando a freqüência das descontinuidades. Entretanto, no outro limite, há

um material com resistência zero em que sempre é necessário a instalação de suporte com pressão equivalente a pressão *in-situ* da rocha.

4.2.1 Dimensionamento de suporte

Uma poderosa ferramenta de dimensionamento de suporte de escavações é a utilização dos sistemas de classificação geomecânica.

Do sistema Q, onde se cruzam informações da qualidade Q do maciço com a dimensão equivalente da escavação, obtém-se diferentes tipos de suportes.

A Equação 4.2 apresenta o cálculo da dimensão equivalente, utilizando valores de ESR mostrados nas Tabela 4.1.

$$\text{Dimensão equivalente} = \frac{\text{vão ou altura (m)}}{\text{ESR}} \qquad \text{Eq 4.2}$$

Tabela 4.1: Valores de ESR conforme o tipo de escavação

	Tipo de escavação	ESR
A	Escavações temporárias para mineração, etc.	2 – 5
B	Escavações permanentes para mineração, túneis para conduzir água em hidrelétricas (exceto tubulação forçada), túneis pilotos, *drifts*, *handings* para escavação de câmaras/cavernas.	1,6 – 2
C	Cavernas para armazenamento, estações de tratamento de água, pequenos túneis rodoviários e ferroviários, túneis de acesso.	1,2 – 1,3
D	Usinas elétricas, grandes túneis rodoviários e ferroviários, câmaras para defesa civil, emboques, intersecções.	0,9 – 1,1
E	Usinas nucleares subterrâneas, estações de trem, locais públicos para esporte e lazer, grandes túneis para gasodutos.	0,5 – 0,8

Adaptado de Barton & Grimstad (1994).

Com o valor da dimensão equivalente e de Q, utiliza-se do gráfico da Figura 4.3 para encontrar o tipo de suporte adequado para cada situação.

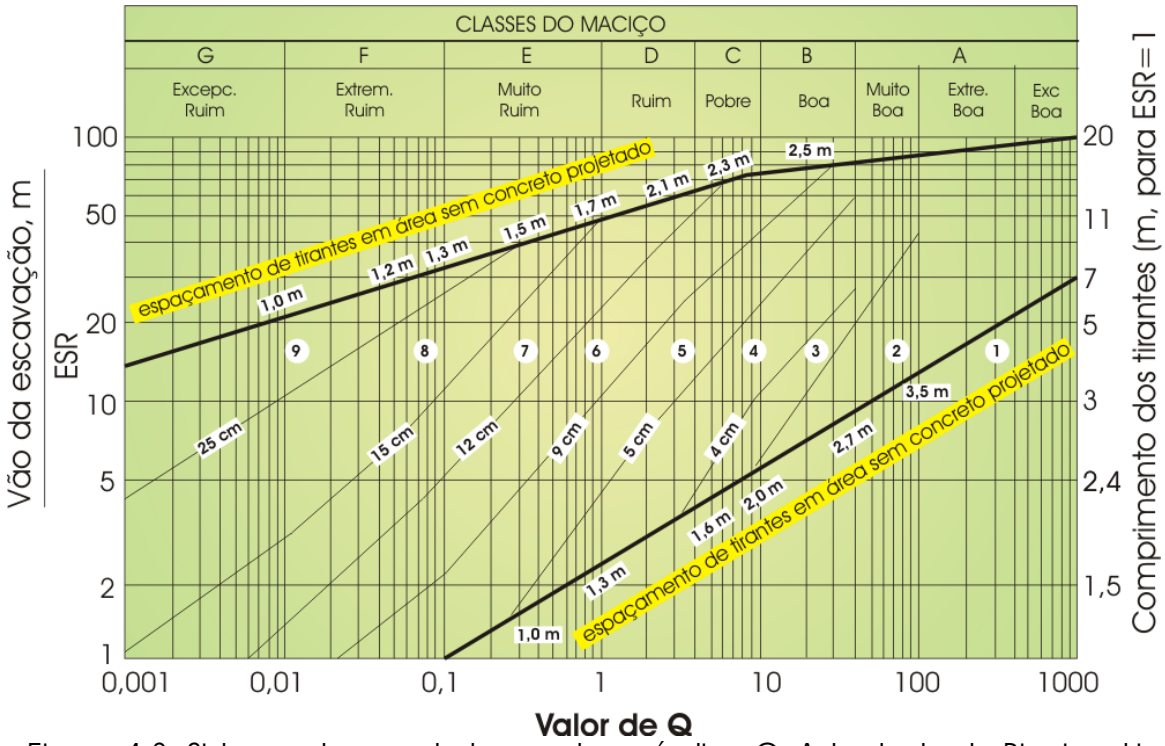


Figura 4.3: Sistema de suporte baseado no índice Q. Adaptado de Bieniawski (1989).

Tabela 4.2: Categorias do dimensionamento de suporte pelo valor de Q. Complementa a Figura 4.3

1	Sem suporte
2	Tirantes curtos esporádicos
3	Tirantes sistemáticos
4	Sistema de tirantes com concreto projetado de 40-100 mm
5	Concreto projetado reforçado com fibra de aço, de espessura de 50-90 mm, e tirantes
6	Concreto projetado reforçado com fibras de aço, de espessura de 90-120 mm, e tirantes
7	Concreto projetado reforçado com fibras de aço, de espessura de 120-150 mm, e tirantes
8	Concreto projetado reforçado com fibras de aço, de espessura maior de 150mm, reforçado com tirantes e arcos de concreto
9	Estrutura de concreto armado

Grimstad & Barton, *apud* Montoya, 2002.

Com o sistema RMR é possível dimensionar o sistema de suporte de túneis escavados em rocha a partir da Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Dimensionamento de suporte pelo valor de RMR

RMR	Escavação	Tirantes 20mm	Suporte Concreto projetado	Cambotas metálicas
I RMR: 81 – 100	Seção plena Avanço de 3 m	Geralmente, não é necessário suporte exceto em ocasiões de tirantes curtos, pontuais		
II RMR: 61 – 80	Seção plena Avanço de 1,0 a 1,5 m. Suporte a 20 m da face	Localizados, na abóbada, 3 m comprimento, espaçamento 2,5 m, com tela metálica ocasional	50 mm na abóbada onde necessitar	Não
III RMR: 41 – 60	Escavação em bancadas (bermas) Avanço: 1,5 a 3 m na calota. Suporte a 10 m da face, instalado a cada desmonte	Sistemáticos, 4 m comprimento, espaçados de 1,5 a 2 m na abóbada e nas paredes com tela de aço na abóbada	50 – 100mm na abóbada e 30 mm nas paredes	Não
IV RMR: 21 – 40	Escavação em bancadas 1,0 a 1,5 m de avanço na calota. Suporte a 10 m da face, instalado paralelamente a escavação	Sistemáticos, 4 a 5 m comprimento, espaçamento 1 a 1,5 m na abóbada e paredes com tela de aço	50 a 100 mm na abóbada e 100 mm nas paredes	Leves a médias, espaçadas de 1,5 m onde necessitar
V RMR: < 20	Escavações em frentes múltiplas. Avanço de 0,5 a 1,5 m na calota. Suporte instalado paralelamente a escavação. Projeção de concreto tão longo ao desmonte quanto possível	Sistemáticos, 5 a 6 m de comprimento, espaçamento de 1 a 1,5 m na abóbada e paredes com tela de aço	150 – 200 mm na abóbada, 150 mm nas paredes e 50 mm na face	Médias a pesadas, espaçadas 0,75 m cm aduelas. Arco invertido

Adaptado de Bieniawski (1989).

5 Análise de Tensões e Deformações

A construção de uma estrutura subterrânea em um maciço rochoso difere da maioria dos outros tipos de atividades de construção. Geralmente, as estruturas de superfícies são construídas em um ambiente não tensionado com aplicação de cargas ao longo da construção e da operação da estrutura. Para uma estrutura subterrânea, a escavação cria um espaço dentro de um ambiente pré-tensionado. A análise das tensões provê uma visualização das mudanças no equilíbrio das tensões pré-existentes causadas por uma abertura (escavação).

A criação de uma escavação subterrânea perturba o campo de tensões. Cada passo em um processo de escavação envolve a redistribuição de tensões e deformações no maciço, transformando assim o estado primário de tensões e deformações em estado secundário (Kovari & Amstad, 1979). Em locais sujeitos a altas tensões, esta perturbação pode conduzir a uma ruptura. Estas formas de ruptura são o fechamento gradual da abertura, desplacamentos localizados, queda de material do teto, e em casos extremos, a explosão da rocha, o *rock burst*.

A auto-sustentação de uma escavação subterrânea ocorre pelo fato que as tensões pré-existentes no maciço, após a escavação, são desviadas pela abertura da cavidade canalizando-se ao longo do seu contorno. Conforme Lunardi (1995), esta canalização é definida com "efeito arco". O "efeito arco" pode ser produzido de acordo com a magnitude dos estados tensionais pré-existentes no maciço e com as características de resistência e deformabilidade do mesmo, ocorrendo da seguinte forma:

i) nas proximidades do perfil da escavação;

ii) longe do perfil da escavação; e

iii) não acontecer.

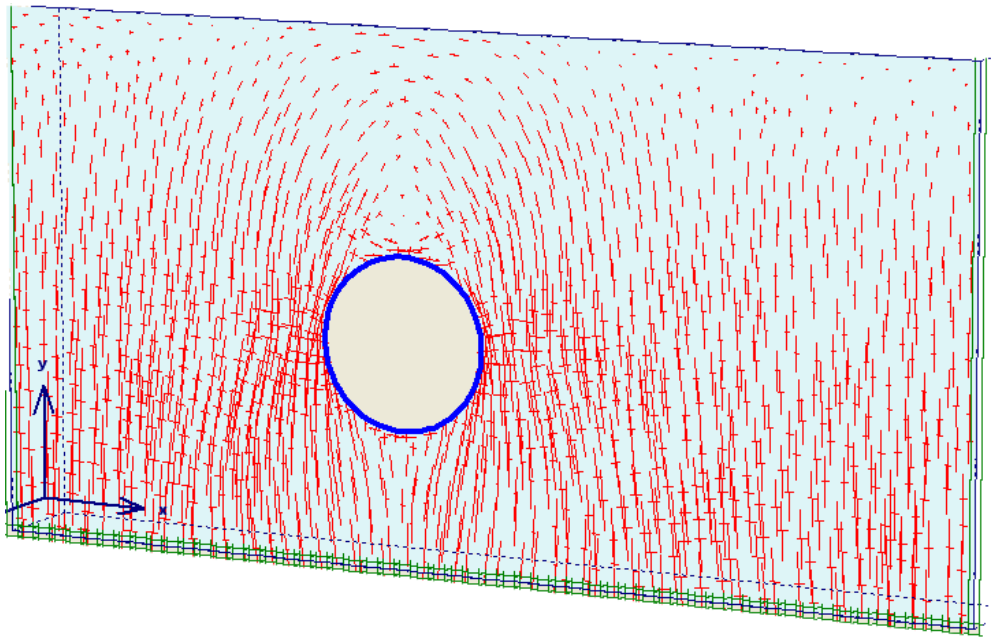


Figura 5.1: Efeito arco na canalização de tensões, em uma simulação numérica.

De acordo com Arslan *et al.* (2002) à medida que diminui a altura da cobertura sobre os túneis, aumentam as chances de ruptura da escavação e os riscos às vidas humanas, assim como aumentam as dificuldades técnicas e econômicas. Isto se deve pelo fato da pequena cobertura não conseguir apresentar uma boa auto-sustentação.

Hoek (2004) comenta que em projetos de túneis muito rasos devem ser levados em conta o baixo recobrimento e a tendência que o material à frente e atrás da face têm de formar uma caverna, e nesta situação não se aplicam aproximações aplicadas em túneis profundos, como cálculos de Convergência-Confinamento. Entretanto, Kontogianni & Stiros (2002) após calcularem convergência de túneis rasos (30 a 120 m de cobertura) tanto pelo método das linhas características quanto pelo método dos elementos finitos, concluem que pelo menos nos casos de túneis rasos estudados, tanto um quanto outro método

provêm estimativas confiáveis de convergência dos túneis, destacando ainda que o Método dos Elementos Finitos (MEF) apresenta predições mais precisas.

O maciço rochoso próximo da superfície é sujeito ao alívio de tensões e à alteração da rocha. Estes processos destroem o intertravamento entre partículas de rocha que são importantes para a determinação da resistência global e das características de deformação do maciço rochoso. Além disso, na proximidade da superfície a rocha tende a ser mais "móvel" que em maciços rochosos similares em condições confinadas e que estão em maiores profundidades (Hoek, 2004).

Para o estudo das tensões e suporte, utiliza-se de quatro métodos, que são:

i) Método Empírico;

ii) Método Analítico;

iii) Método Numérico; e

iv) Método Observacional.

5.1 Análise por Método Numérico

Segundo Ishitani (1978) quando uma estrutura estiver definida geometricamente e caracterizada fisicamente pelas suas propriedades e grandezas reológicas, poder-se-á estabelecer a equação matemática que interpreta o seu comportamento.

De acordo com Min & Jing (2003) tanto a aproximação de equivalência do maciço sendo **meio contínuo** quanto sendo **meio discreto** são freqüentemente aplicadas para a simulação numérica do comportamento mecânico de maciços rochosos fraturados.

Avanços em técnicas de análise contínua e o advento dos rápidos computadores têm conduzido a uma proliferação dos programas de análise de meio contínuo para a solução de uma série de problemas geotécnicos, incluindo escavação e construção de túneis e *shafts*. Segundo Powell *et al.* (2004) o modelo numérico apresenta vantagens sobre os modelos empíricos. Esta vantagem é a possibilidade de simular situações, tais como: geometria tridimensional,

deslocamentos ao longo do tempo, comportamento não-linear do material, heterogeneidade do maciço e estruturas adjacentes.

A análise de meio contínuo refere-se aos métodos ou técnicas que assumem o meio rochoso como sendo contínuo, e requerem a solução para um grande conjunto de equações simultâneas para calcular os estados de tensão e deformação no meio rochoso.

Para se obter um melhor desempenho de uma análise de meio contínuo, a seguinte seqüência de passos é sugerida (USACE, 1997):

i) Identificar a necessidade e o propósito da análise do meio contínuo;

ii) Definir as necessidades computacionais;

iii) Modelar o meio rochoso;

iv) Realizar análise em duas e três dimensões;

v) Modelar o suporte e a seqüência de construção;

vi) Análise aproximada dos resultados;

vii) Interpretação dos resultados;

viii) Caso seja necessário, modificar projeto do suporte e seqüência da construção (re-análise).

O primeiro passo na realização da análise de um meio contínuo é a identificação da necessidade desta análise. As técnicas numéricas não substituem os métodos convencionais de projeto de suporte. A análise do meio contínuo é usada, então, para estudar a influência da freqüência de escavação e as deformações ocorridas pela transferência de cargas ao suporte. Fatores de segurança e fatores de carregamento comumente usados em métodos convencionais não devem ser usados em análise numérica. Análise em meio contínuo pode incorporar detalhes que não são possíveis de se levar em conta quando se usam métodos convencionais, tais como não-homogeneidade do estrato rochoso e a não-uniformidade no nível de tensão inicial *in-situ*, e assim prover orientação para a necessidade de modificação no sistema de suporte. Modos de comportamento, também, podem ser utilizados na análise do meio contínuo, incluindo os seguintes:

i) Elástico e elastoplástico, interação maciço-suporte. As curvas de convergência-confinamento podem ser construídas usando esta análise do meio contínuo;

ii) Estudos dos modos de ruptura;

iii) Identificação da concentração de tensões;

iv) Avaliação das zonas plásticas que necessitam suporte; e

v) Análise de dados de monitoramento.

Os métodos numéricos que fornecem a solução do problema em alguns pontos do domínio são chamados de métodos de meios discretos. A solução obtida será tão mais próxima da exata quanto maior for o número de pontos na solução numérica (ou seja, mais refinada for a rede ou malha).

Os métodos numéricos (para meio contínuo e/ou discreto) mais utilizados em engenharia são:

i) Método das Diferenças Finitas (MDF);

ii) Método dos Elementos Finitos (MEF);

iii) Método dos Elementos de Contorno (MEC); e

iv) Método dos Elementos Distintos (MED).

Em referência ao modelamento do maciço, os métodos MDF, MEF e MEC fazem o modelamento do maciço como sendo contínuo, enquanto o MEC modela o maciço de maneira descontínua.

A aproximação do maciço como meio contínuo é adequada quando o maciço rochoso é relativamente livre de descontinuidades (USACE, 1997). Entretanto, estes métodos podem ainda ser usados para modelar maciços fraturados usando de propriedade de materiais equivalente que refletem a redução da resistência devido ao fraturamento.

A escolha do modelo de material para representar o meio rochoso depende das propriedades disponíveis obtidas tanto em laboratório quanto em testes *in-situ* e da acurácia necessária na análise. Grande parte dos programas de análise de meio contínuo tem uma grande biblioteca de modelos de materiais

para serem usadas. Isto inclui modelos elástico lineares e elastoplástico não-lineares.

A análise do meio contínuo pode ser desenvolvida assumindo-se uma tensão efetiva ou uma tensão total no comportamento do material. O uso do comportamento de tensão efetiva pode ser mais apropriado para o uso em maciços rochosos saturados e aqueles de origem sedimentar tais como xistos e arenitos.

As dimensões do campo rochoso (tamanho da malha) e as condições de contorno aplicadas ao longo do modelo e das bordas do modelo dependem do tamanho da abertura e das condições hidrológicas. Na prática, costuma-se usar um modelo em que as bordas estão localizadas entre 5 a 10 vezes o tamanho da escavação, medido a partir do centro da mesma.

A interpretação e análise dos resultados exigem do projetista um exame cuidadoso. O primeiro passo é verificar se os resultados são razoáveis. Algumas das questões que devem ser respondidas são (USACE, 1997):

i) A rocha deformou como esperado?

ii) A distribuição das cargas no sistema de suporte são consistentes com a deformação das rochas?

iii) A mudança no estado de tensões na rocha é consistente com o critério de ruptura e com as propriedades do material?

iv) A solução converge numericamente?

A resposta a estas e a outras questões similares pode revelar erros nos dados de alimentação. Uma detalhada revisão dos resultados é necessária para a primeira análise. Para as análises subseqüentes, verificações menos rigorosas são aceitáveis, contudo, o analista deve verificar possíveis anomalias nos resultados.

De acordo com Powell *et al.* (2004) as fontes de erro em modelamento numérico são as descritas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Fontes de erro em modelamento numérico

Aspecto do modelo	Exemplo
Geometria	Análise 2D de um problema 3D
Método de construção	Análises *"wished"* no local
Modelo constitutivo & parâmetros de seleção	Assumir elasticidade linear para o maciço ou revestimento
Embasamento teórico da solução	Modelar meio descontínuo como sendo contínuo
Interpretação	Aplicação do fator de segurança
Erro humano	Erro nos dados de entrada

Fonte: Powell *et al.* (2004).

Um processo de validação dos dados pode ser conduzido comparando os resultados de um modelo numérico contra as medidas de campo para túneis similares. Outro exemplo é fazer uma escavação preliminar.

O processo de avaliação dos resultados da análise do meio contínuo e suas implicações considerando a interação rocha-suporte inclui a análise do seguinte (USACE, 1997):

i) *Deformações no entorno da escavação*: Deformações no maciço rochoso são relativos a transferência de cargas para o sistema de suporte. Dados obtidos em análises numéricas para desenvolver curvas de reação do maciço. Estudos paramétricos podem ser usados para desenvolver projetos genéricos que se apliquem a mais de um tamanho de abertura ou configuração do suporte.

ii) *Cargas no sistema de suporte*: A análise pode prover momento, pressão, e distribuição de forças cisalhantes no sistema. A análise, também, fornece informações da influência da abertura em estruturas adjacentes tais como túneis adjacentes ou construções na superfície que podem ser destensionadas devido a escavação do túnel ou *shaft*. Deformações excessivas indicam a necessidade de um sistema de suporte mais efetivo ou

a mudança no método de construção ou seqüência para mitigar potenciais danos

As técnicas de análise do meio contínuo são ferramentas versáteis no entendimento dos problemas que envolvem estruturas subterrâneas. Entretanto, elas apresentam muitas limitações que devem ser consideradas para se usar destas técnicas efetivamente. A análise do meio contínuo em geotecnia e aplicações subterrâneas envolve muitos fatores desconhecidos e necessita de um julgamento sensato por parte do projetista. Esta análise prediz tensões, deformações, e deslocamentos, mas geralmente não gera nada a respeito de estabilidade e fatores de segurança (Velloso *et al.*, 1998).

A aproximação do meio como sendo descontínuo (discreto), representada pelo Método dos Elementos Distintos, considera que a rocha é um conjunto de blocos individuais definidos por um sistema de fraturas, e será mais detalhado na seção 5.1.4.

Sapigni *et al.* (2002) apresentam em seu trabalho uma comparação de dados de deformação do maciço rochoso obtidos pela simulação da escavação de uma caverna nos Alpes Italianos pelo modelo contínuo (FEM) e pelo modelo discreto (MED), com os dados da instrumentação de campo. Baseado nesta comparação, afirmam que os dados confirmam a boa capacidade tanto dos modelos numéricos contínuos e descontínuos de representar o comportamento do maciço rochoso no entorno de uma escavação subterrânea.

Entretanto, Silverton *et al.* (2005), lembram que todos modelos analíticos são simplificações da realidade e conseqüentemente os resultados dos cálculos são somente estimativas de como um túnel irá se comportar.

5.1.1 Método das Diferenças Finitas

Conforme Velloso *et al.* (1998), o MDF consiste na substituição da equação diferencial que governa o fenômeno em estudo por uma equação algébrica que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores em quatro

pontos vizinhos, situados sobre duas linhas ortogonais. Assim, na solução de um problema pelo MDF é necessário se traçar uma malha ortogonal, sendo a solução obtida nos pontos de intersecção da malha (Figura 5.2).

Segundo Montoya (2002), nesta técnica não é formulada nenhuma matriz, e o processo é explícito no equilíbrio de forças atuantes no ponto de integração do material, resultando numa aceleração da massa associada com o ponto. Aplicando a segunda lei do movimento de Newton, a equação diferencial produz incrementos de deslocamentos, e aplicando as relações constitutivas apropriadas, se obtêm as novas forças, e assim sucessivamente, para cada ponto de integração no modelo. Esta técnica tem a vantagem de que tanto a geometria como a não linearidade são ajustadas com um pequeno tempo a mais do que para soluções lineares. Uma desvantagem do método é que às vezes a convergência numérica não é alcançada, devido a uma inadequada modelagem.

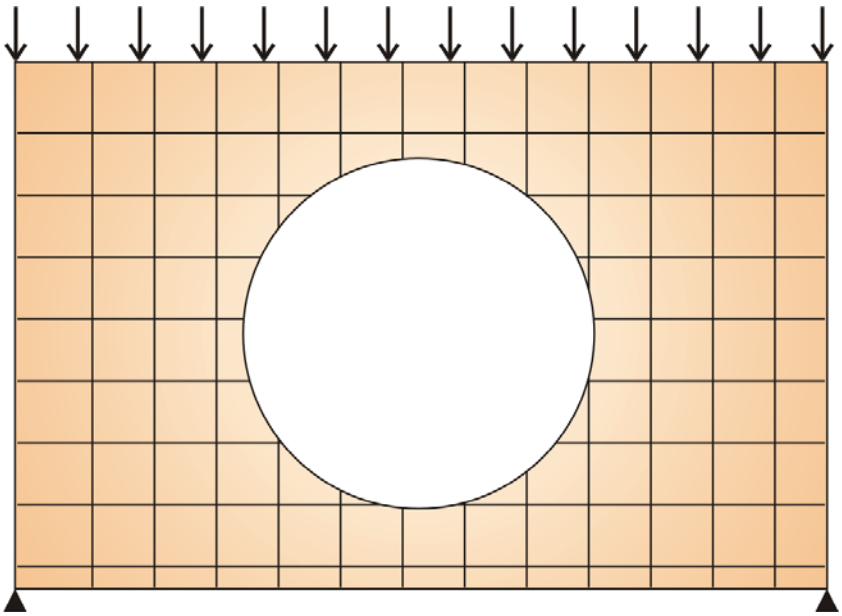


Figura 5.2: Representação da malha no Método das Diferenças Finitas (Adaptado de Velloso *et al.*, 1998).

5.1.2 Métodos dos Elementos Finitos

O MEF consiste na divisão do domínio do problema em elementos – cujo comportamento pode ser facilmente formulado em função de sua geometria e propriedades – conectados apenas em alguns pontos, através dos quais interagem entre si (Figura 5.3). Como a divisão do domínio pode ser qualquer, este método apresenta grande vantagem no tratamento de casos com geometria complexa (Velloso *et al.*, 1998).

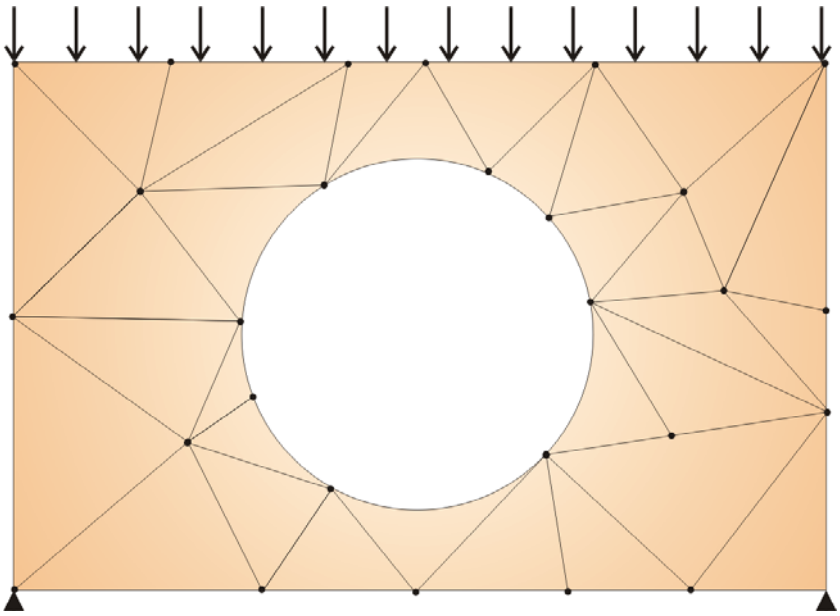


Figura 5.3: Representação da malha no Método dos Elementos Finitos Finitas (Adaptado de Velloso *et al.*, 1998).

Um elemento finito é constituído por uma parte do corpo elástico da qual é possível conhecer o comportamento a partir do conhecimento dos deslocamentos ou forças nodais do elemento (Ishitani, 1978).

A partir da compatibilidade de deslocamentos nodais dos diversos elementos, as condições (equações algébricas) de equilíbrio de forças nodais geram o sistema de equações lineares onde as incógnitas são constituídas, em geral, pelos deslocamentos nodais.

O MEF é adequado a problemas de materiais heterogêneos e com propriedades não lineares. Embora elementos finitos não sejam adequados para

modelar contornos infinitos, uma técnica para resolver isso é discretizar uma maior área que aquela de interesse, e aplicar condições de contorno apropriadas aos lados externos dos elementos finitos.

5.1.3 Método dos Elementos de Contorno

Já o MEC, difere do MEF na medida em que apenas a fronteira do domínio precisa ser dividida em elementos (Figura 5.4). Assim, o trabalho de divisão do domínio bem como o número de equações fica bastante reduzido. Por outro lado, o MEC tem sido usado basicamente em problemas lineares e homogêneos.

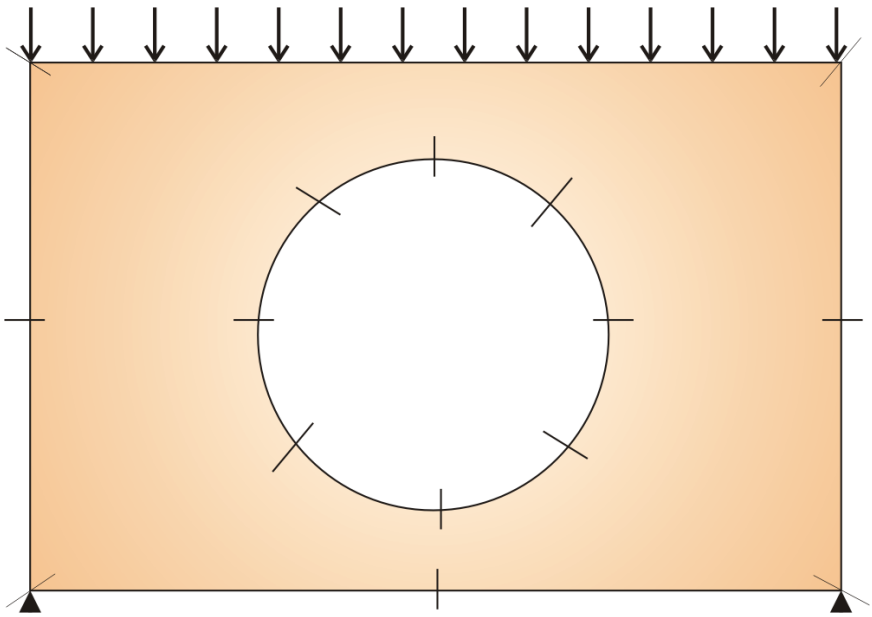


Figura 5.4: Representação da malha no Método dos Elementos de Contorno Finitas (Adaptado de Velloso *et al.*, 1998).

Meios com descontinuidades não devem ser tratados por este método, mas problemas com estruturas de geometrias complexas escavadas em meios homogêneos podem ser analisados com bom desempenho. Em problemas tridimensionais ele também é eficiente em relação ao tempo computacional na fase elástica.

5.1.4 Método dos Elementos Distintos

O Método dos Elementos Distintos, conforme Procházka (2002), consiste na discretização de um meio contínuo em partículas, que podem assumir diferentes geometrias. A geometria mais utilizada, principalmente em geotecnia, é a bola em 3D, ou um círculo em 2D.

De acordo com Montoya (2002) o algoritmo deste método é baseado na lei de força-deslocamento que determina a interação entre as unidades de rocha quase-rígidas, e uma lei de movimento que determina deslocamentos induzidos nos blocos pela força de equilíbrio. O esquema de cálculo inicia calculando o movimento dos blocos por meio de uma série de incrementos de deslocamento, controlados pelas interações dos intervalos de tempo. Alguns milhares de interações podem ser necessários para atingir o equilíbrio no modelo de blocos.

A interação entre os blocos de rocha e as fraturas (interfaces entre blocos) é o principal fator que afeta o comportamento mecânico de um maciço rochoso fraturado. Devido ao fato de que sistemas de blocos e fraturas são mais explicitamente representados em métodos discretos, esta aproximação é muito mais adequada para investigação em pequena escala do comportamento de maciços rochosos fraturados. Este sistema, porém, é mais trabalhoso e a representação individual deste blocos e fraturas demanda elevado tempo e memória computacional. A aplicação deste método para a resolução de problemas práticos, entretanto, ainda é muito modesta.

6 Instrumentação de túneis

Conforme Senra & Silva (1983), tipicamente, a instrumentação de túneis visa os seguintes objetivos:

i) Acompanhar o desempenho dos métodos de estabilização de escavação;

ii) Realimentar o projeto com as informações obtidas buscando sua otimização;

iii) Fornecer bases racionais para tomadas de decisões sobre adaptações ou modificações de projeto; e

iv) Consolidar as experiências de obras para aplicação em obras futuras.

Schubert *et al.* (2002) afirmam que as razões para medida, avaliação e interpretação dos dados coletados são várias: verificação dos parâmetros de projeto, controle de qualidade, observação da efetividade dos métodos construtivos, observação do comportamento do maciço rochoso, etc., podem ser motivação para implementar um sistema de monitoramento.

Para túneis rasos o monitoramento é uma ferramenta importante para avaliar a estabilidade e para controlar recalques de superfície. Também em túneis rasos, devido ao pequeno nível de pressão e ao revestimento rígido, o vetor orientação do monitoramento não é um indicador confiável para mudança de condições do maciço. Um dos métodos para aumentar o nível de informação é analisar a pressão no revestimento e compará-la com a resistência deste revestimento.

Para Peccolo (2005) os principais tipos de medidas empregadas em escavações subterrâneas são:

i) Medida de movimento (convergência e deformação);

ii) Medida de força devido a carga do maciço;

iii) Medida de solicitação do sistema de sustentação;

iv) Medida de pressão hidráulica; e

v) Medidas de temperatura e vibração.

Dos itens acima, serão descritas mais adiante as medidas de movimento e de solicitação do sistema de sustentação.

Concomitante aos tipos de medidas apresentadas acima, a Tabela 6.1 mostra parâmetros típicos de monitoramento.

Tabela 6.1: Parâmetros típicos de monitoramento

Tipo de projeto	Parâmetro
Túneis, câmaras subterrâneas, poços e emboques	Convergência Deformação da abóbada Levantamento de piso Distribuição das deformações além das paredes do maciço Carregamento em tirantes e chumbadores Pressão no revestimento Pressão da água no maciço rochoso Pressão da água atuando no revestimento

Fonte: USACE (1997).

Dentre todas, a informação mais medida em uma instrumentação de campo é o movimento, e para isto há uma grande variedade de equipamentos no mercado (Hanna, 1985).

O sucesso das operações de monitoramento de escavações subterrâneas somente será alcançado com a utilização de técnicas e instrumentos adequados. Para tanto, a acurácia é extremamente importante, assim como o desempenho e a longevidade dos equipamentos.

O planejamento de um programa de medidas de campo contempla:

i) Para toda medida *in-situ* deve haver um valor pré-determinado para ser aceito como normal. Assim, é possível reconhecer anomalias o quanto antes;

ii) Deve haver limites de aceitabilidade para os valores. Tais limites podem ser usados para estabelecer os "níveis de risco";

iii) Para cada nível de risco deve haver um plano de ação aproximado, para quando este nível for excedido.

Vale citar Kavvadas (2005) que explana sobre os diferentes objetivos que um programa de monitoramento deve ter, dependendo do local de escavação do túnel. Túneis escavados em centros urbanos devem contemplar programa de instrumentação para obras vizinhas. Em túneis escavados em montanhas, o principal objetivo é garantir que a pressão atuante no suporte temporário esteja adequada.

Partindo de um dimensionamento de suporte baseado na classificação geomecânica do maciço há necessidade de se controlar o desempenho da alternativa de suporte primário. O desempenho da estrutura pode ser avaliado pelas medidas de tensão ou deformação, e dentro ou fora da mesma. As medidas de deformação também dão uma indicação da deformação global e geralmente é mais simples e custa menos que realizar medidas de tensão. Os túneis são estruturas lineares. Portanto, as medidas de deformação monitoradas em seções já escavadas podem ser usados para antecipar o comportamento do túnel na seqüência da escavação, desde que em condições de maciço similar.

A execução apropriada da instrumentação pode somente ser assegurada por sua inclusão no procedimento formal de operação. O constante neste procedimento deverá fazer parte dos parâmetros definidos para o esquema de instrumentação (Hanna, 1985).

O comportamento do túnel é mais drasticamente manifestado em deslocamentos da massa rochosa que circunda o túnel. Convergência das paredes do túnel é o mais importante indicador do desempenho e é também relativamente fácil de se medir. Cargas, tensões e deformações são geralmente mais difíceis de medir, e mais difícil de interpretar.

A deformação da seção do túnel e o deslocamento da rocha juntamente com suas características de variação em função do tempo, entretanto, também são boas, e em muitos casos praticamente os únicos indicadores do comportamento da estrutura (Kovari & Amstad, 1979).

Dentro das campanhas de medição, algumas inadequações sobre os dados medidos podem aparecer, devido a:

i) Instalação tardia ou atraso na medição devido a dificuldade de acesso;

ii) Inexperiência de pessoal na instalação e medição;

iii) Instrumentação danificada pelo trabalho de escavação;

iv) Instrumentos não adequados ao problema; e

v) Avaliação e interpretação dos dados iniciais não imediata.

É fundamental tentar se evitar tais problemas. Para tanto, como passo inicial, é importante que o Engenheiro Geotécnico que irá realizar as medições se familiarize com o projeto (Peccolo, 2005).

Na fase de projeto é necessário levar em consideração a faixa de valores esperados de serem lidos na instrumentação, uma vez que a escolha dos equipamentos adequados dependerá desta informação de variabilidade.

Finalmente, deverá ser observado nas medidas iniciais se os valores estão de acordo com os esperados e os equipamentos de acordo com as necessidades de medição. Em contrário, deve-se trocar os equipamentos a fim de se ter dados úteis. Conforme Volkmann *et al.* (2003), quando se utiliza o método de observação, o aspecto mais importante é saber se a informação obtida é correta e se essa informação é acurada para se avaliar o problema em estudo (tensão, deslocamento, etc...). Se o engenheiro não entender o potencial

de erro do sistema de medidas utilizado e como isto pode interferir nos resultados, a informação pode se tornar mais maléfica do que benéfica.

6.1 Medidas de movimento

6.1.1 Medidas topográficas/geodésicas

O método mais antigo de medição é o levantamento topográfico, onde necessariamente haverá pontos fixos para comparação das medidas em relação a pontos móveis.

Para o trabalho em escavações, o levantamento é desenvolvido fazendo com que a mira coincida com um ponto significativo do monitoramento, e por meio de aparelhos adequados consiga se medir os deslocamentos relativos aos pontos fixos, ou também os deslocamentos absolutos. Nos últimos 15 anos os sistemas de medidas geodésicas vêm sendo utilizados para o monitoramento (em 3D) dos deslocamentos absolutos em obras subterrâneas (Volkmann *et al.*, 2003).

Conforme Peccolo (2005) este método apresenta como vantagem o baixo custo de operação e a pequena chance de ter os pontos de referência afetados pelos trabalhos de escavação. Quanto às desvantagens, a baixa luminosidade do local e a distorção dos raios óticos contribuem para que este tipo de sistema apresente precisão da ordem de 0,5 a 1,5 mm (John & Crighton, 1990). Esta faixa de precisão pode ser aceitável na maioria das operações de instrumentação de escavações subterrâneas, mas eventualmente não teria uma boa resposta em situações de pequeno deslocamento total, ou para monitorar baixas razões de convergência.

Quanto ao sistema geodésico, três ou mais refletores (miras) são fixados no teto e nas paredes das seções do túnel, a cada 25 m de distância, enquanto pontos fixos (estações) para colocação do instrumento da estação total geodésica são construídos no piso do túnel. Para tais estações, distâncias e ângulos verticais e horizontais ao refletor são medidas. Coordenadas de todos

refletores são computados relativos a pontos estáveis fora do túnel, para cada campanha de medições. A mudança das coordenadas dos refletores, deslocamento do teto e redução do diâmetro do túnel podem ser obtidas.

A Tabela 6.2 apresenta os principais equipamentos utilizados e as precisões alcançadas.

Tabela 6.2: Principais equipamentos utilizados e a precisão alcançada, em instrumentos topográficos

Tipologia	Instrumento	Tipo de medida	Precisão
Instrumento ótico-mecânico	Teodolito, nível	Levantamento geométrico	$10^{-5} – 10^{-6}$
Instrumento eletro-ótico	Estação total	Triangulação, levantamento trigonométrico, distância	10^{-5}
EDM	Estação total para grandes distâncias	Triangulação, levantamento trigonométrico, distância	± - 10mm
GPS	Sistema por satélite	Monitoramento deformações	± 1 mm
Varredura laser	Nível laser	Levantamento, alinhamento	± 3 – 10 mm
Fotogrametria terrestre	Fototeodolito	Levantamento fotogramétrico	10^{-4}

Fonte: Peccolo (2005).

Tanto no sistema geodésico quanto no sistema de extensômetro, além da amplitude da convergência ou divergência, mede-se também a velocidade e a aceleração das deformações.

Dentre as informações obtidas por meio das medidas geodésicas, Schubert *et al.* (2002) dizem que a razão entre os deslocamentos radial e longitudinal pode ser usada como indicador de mudanças na rigidez de maciços rochosos, em regiões com falhas.

6.1.2 Medidas distanciométricas

A relação entre o deslocamento radial e a pressão de suporte tem sido avaliada para diferentes tipos de rochas, indicadas pela investigação de campo, como parte de um projeto de túnel. A aplicação direta destes métodos pode levar a uma avaliação de deformações máximas diferentes para cada combinação de profundidade e tipo de rocha ao longo do túnel. Tal sistema pode se tornar impraticável em local com litologias muito diversificadas, devido a impossibilidade de se prever as litologias a frente da escavação..

O efeito da deformação sobre o suporte primário deve ser levado em conta. Estabelece-se que o concreto projetado começa a romper com uma deformação de cerca de 0,2% (Wood, 1979, *apud* Scholey & Ingle, 1990), isto pode ser equivalente, para um efeito arco em um túnel circular, a cerca de 30 MPa. Suportes de aço começam a ceder com deformações entre 0,15% a 0,30%, dependendo da disposição dos mesmos.

O valor absoluto da convergência do túnel pode algumas vezes ser previsto, e excedendo este valor deve ser caso de atenção. Portanto, a razão de convergência (deslocamento sobre tempo) é o valor mais importante a se obter. A Figura 6.1 mostra conceitualmente várias curvas ilustrando o tempo *versus* a razão de convergência. As curvas (a) e (b) mostram uma razão de convergência decrescente, indicando uma eventual estabilidade da estrutura. Se a razão de convergência tende a zero, a instalação de um revestimento final no túnel depois disso poderá não receber carregamento. Se os deslocamentos se aproximam de um valor assintótico, como nas curvas (c), (d) e (e), o carregamento do revestimento final pode ser reduzido pelo atraso na sua instalação.

Muito freqüentemente os deslocamentos em função do tempo variam linearmente com o *log* do tempo, e a representação do deslocamento *versus* o *log* do tempo podem ser usado para predizer o desempenho de longo tempo. Convergência não uniforme é evidência de um potencial carregamento não uniforme sobre o revestimento final.

A medida de convergência mais comum é a feita no diâmetro horizontal. Medidas verticais não são feitas usualmente devido a interferência com equipamentos e tráfego. O monitoramento do levantamento do piso é difícil devido ao tráfego e também devido ao fluxo de água. Pontos de medição podem ser assentados a uma certa distância abaixo do nível do chão, com uma devida proteção. Costuma-se realizar leituras inclinadas, entre bases na parede e na abóbada, que servem para ilustrar alguma tendência de movimento localizado em apenas um dos lados. Isto pode ocorrer quando se atravessa por área de falhas.

Geralmente é necessário a determinação da profundidade do dano na rocha causado pelo desmonte e o comprimento da área plastificável. Tais medições são úteis especialmente se as estimativas de convergência são a base para o dimensionamento do sistema de suporte e se é possível determinar a região plástica ao redor do túnel (USACE, 1997).

Segundo Senra & Silva (1983) a metodologia de observação por convergências compreende o controle das deformações de determinadas seções do túnel, por meio das medidas de variação da distância entre duas bases que estão instaladas transversalmente no maciço rochoso ou no revestimento, como mostrado na Figura 6.2.

Logo após a instalação dos pinos deve ser executada uma leitura que indica a distância entre pares de pinos (bases), chamada de "leitura zero". Deste ponto em diante, em intervalos que podem ser até de horas, devem ser realizadas novas leituras que indicam se há convergência (aproximação dos pinos), divergência (afastamento dos pinos) ou estabilização da seção.

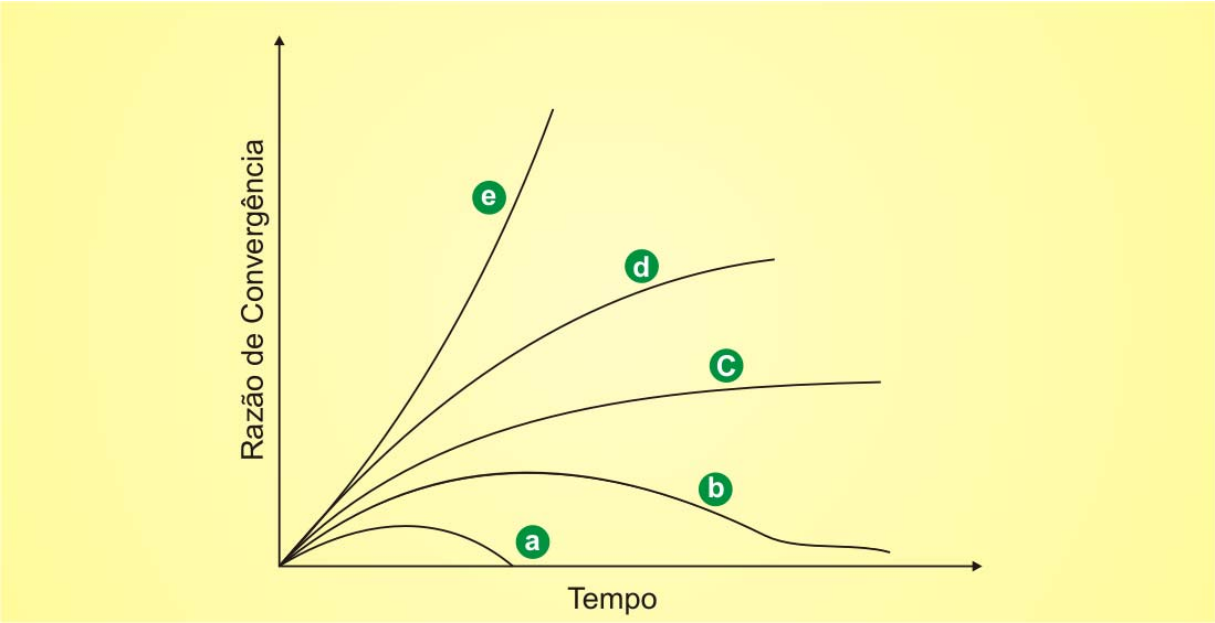


Figura 6.1: Razão de convergência de túneis (Adaptado de USACE, 1997)

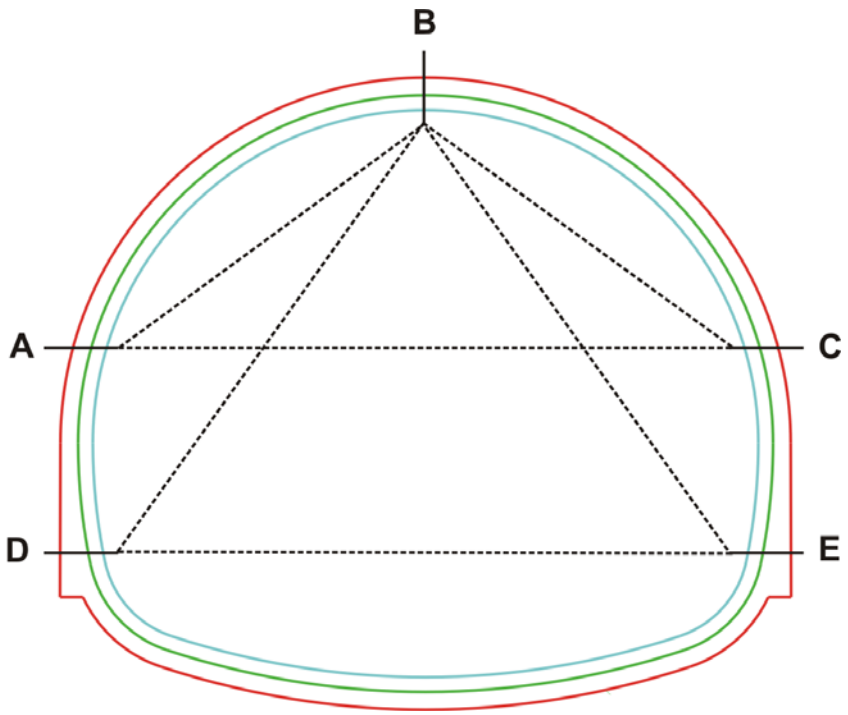


Figura 6.2: Bases para medição da convergência de túneis

Para facilitar a interpretação das leituras, convém adotar uma convenção para os valores, podendo ser positiva para a divergência e negativa para a convergência.

As informações observadas devem ser tratadas e utilizadas imediatamente na própria obra, tendo em vista as finalidades apontadas anteriormente. As características, variações e intensidades dessas deformações dependem basicamente da classe do maciço observado e das etapas construtivas.

O espaçamento médio entre seções de leitura pode ser adotado em função da classe geomecânica do maciço e das áreas críticas. Nestas áreas críticas (onde há presença de falhas, contatos geológicos, contatos saprólito-rocha alterada) deve haver um menor espaçamento entre as seções de leitura, podendo ser de 10 metros. Com a melhora das características do maciço essa distância vai aumentando gradualmente, para 15 m, 30 m, 50 m e 100 m. Em condições especiais de trechos com maciço de extrema qualidade, pode-se até mesmo não fazer a instrumentação.

Além dos valores absolutos de convergência, em uma escavação parcializada é de suma importância o conhecimento da influência (peso) de cada etapa nos deslocamentos totais. Em um exemplo apresentado por Mangolin Filho (1982), a etapa de rebaixo foi responsável por 76% a 90% dos deslocamentos totais.

Uma importante observação feita por Mangolin Filho (1982) é que nas escavações parcializadas, o aumento da distância entre a face da calota, o rebaixo e o arco invertido (invert), tenderá a ser mais danoso no que diz respeito à integridade e salvaguarda da estabilidade da escavação. O aumento da distância entre e face da calota e o rebaixo, implicando num afastamento maior da ação estabilizante do arco invertido, induzirá à ocorrência da estabilização a uma maior distância da seção, que induzindo um aumento da desarticulação do maciço, favorecerá a ocorrência de deslocamentos altos no efeito face[1].

Esta parcela de desarticulação ligado aos deslocamentos altos no efeito face tenderá a favorecer deslocamentos altos em todas as fases da evolução do efeito rebaixo[2].

---

[1] Deslocamentos devidos à escavação da meia seção superior (calota).
[2] Deslocamentos devidos à escavação do rebaixo.

6.1.2.1 Equipamentos/métodos de medição

De acordo com Silveira (1982) os medidores de convergência utilizam ou uma trena (fita) ou um fio de aço (ínvar ou inox), permitindo leituras com uma sensibilidade de 10^{-5} do comprimento de medida (0,1 mm para 10 m de distância). A Figura 6.3 mostra um modelo comercial de medidor de convergência de fita. Tanto distanciômetro (ou extensômetro) de fio quanto de fita são capazes de medir deformações das paredes do túnel entre pontos de referência da superfície instalados de forma ordenada. Os pontos de referência podem ser incorporados como parte do sistema de suporte ou podem ser anexados como curtas ancoragens fixadas na rocha.

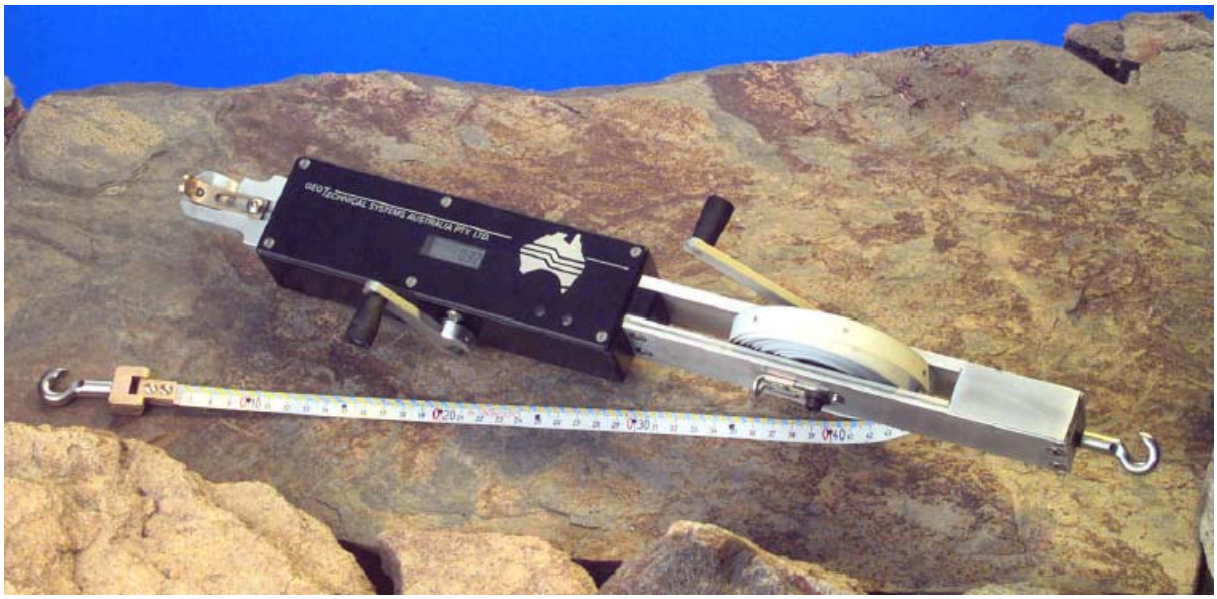


Figura 6.3: Distanciômetro digital de fita. Fonte: www.geotechsystems.com.au/

Tanto a profundidade quanto a extensão da região do maciço rochoso que está submetida aos efeitos da relaxação de tensões provocada pela escavação devem ser conhecidas, objetivando determinar a severidade do problema e o sistema de estabilização mais adequado. Silveira (1982) destaca que o instrumento mais adequado para esta medida é extensômetro múltiplo, já que o mesmo permite medir o movimento da superfície relativo a um ponto ou relativo a

pontos ancorados em furos, e de modo que a ancoragem mais afastada esteja fora da região afetada pela escavação.

Conforme Midéa & Fernandes (1982), o uso de extensômetros e relógios comparadores em ensaios *in-situ* no campo da mecânica das rochas é uma instrumentação utilizada normalmente para determinação de parâmetros e propriedades mecânicas dos maciços e estruturas rochosas.

Sendo para o conhecimento de um aspecto específico de um problema definido ou de um dado parâmetro, ou sendo para uma verificação de projeto ou do desempenho de uma determinada estrutura de rocha, o planejamento e a execução de um programa de instrumentação será tanto mais eficiente quanto mais objetivas e definidas forem suas finalidades (Midéa & Fernandes, 1982).

Quanto a eficiência global de um sistema de instrumentação, Midéa & Fernandes (1982) alertam para o fator da apresentação dos resultados, que deve ser na forma e no tempo hábil. Quando se implanta uma obra em NATM, este tempo hábil é o menor possível. Quanto a forma, a disposição em gráficos é preferida, juntamente com as informações de caráter construtivo (distâncias da face, rebaixo, invert, etc.). No Brasil, um tipo de extensômetro de fio é fabricado pelo IPT desde a década de 1970 (Miura & Yoshikawa, 1982).

As medidas distanciométricas devem começar a ser realizadas, de acordo com Kavvadas (2005), a cerca de 2 a 4 metros da face de escavação, para evitar interferência com a construção do sistema de suporte temporário. Acima de uma distância equivalente a um diâmetro de escavação, de 60% a 80% da deformação imediata já ocorreu. Em caso de início tardio na medição, fica comprometido o monitoramento das deformações de longo período; o monitoramento do efeito de bancadas (em escavações de vários estágios) e o monitoramento do efeito da escavação de túnel adjacente (em projetos de túneis duplos).

6.1.3 Medidas com extensômetros

Dados de movimentos além das paredes do túnel podem ser obtidos por meio de extensômetro de haste de multiposição, como apresentado na Figura 6.4.

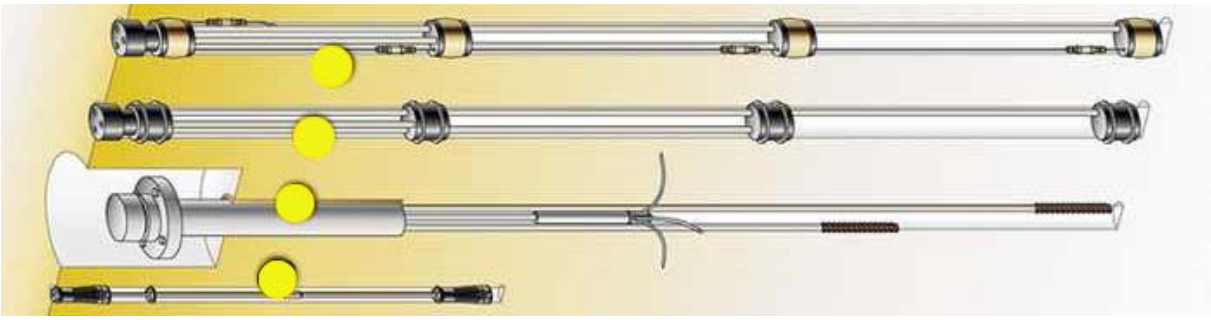


Figura 6.4: Tipos de extensômetro de multiponto. Fonte: www.geokon.com

Furos radiais são executados nas paredes ou na abóbada da escavação, e hastes são instaladas com ancoragens a diferentes profundidades. Uma extremidade da haste, ou das hastes, ficará livre (na proximidade da parede da escavação), e a variação de distância entre esta extremidade de cada haste e o ponto referencial do sistema, na parede da escavação, indica a deformação ocorrida a uma distância *x*, referente a profundidade onde está ancorada a outra extremidade da haste. A Figura 6.5 mostra a disposição de um extensômetro instalado na parede de um túnel.

Um dos benefícios deste tipo de extensômetro é a possibilidade de se determinar a área de plasticidade, importante para se definir o comprimento dos tirantes, pela distinção dos componentes da deformação. Outro grande benefício, relatado por Kavvadas (2005), é o fato de este tipo de extensômetro poder ser instalado na superfície, o que permite medir as deformações prévias à escavação da seção onde se encontra ao equipamento, umas vez que a maioria das deformações ocorrem a frente ou bem próximas da face da escavação. A deformação esperada conforme a profundidade que as hastes do extensômetro estão instaladas é mostrada na Figura 6.6.

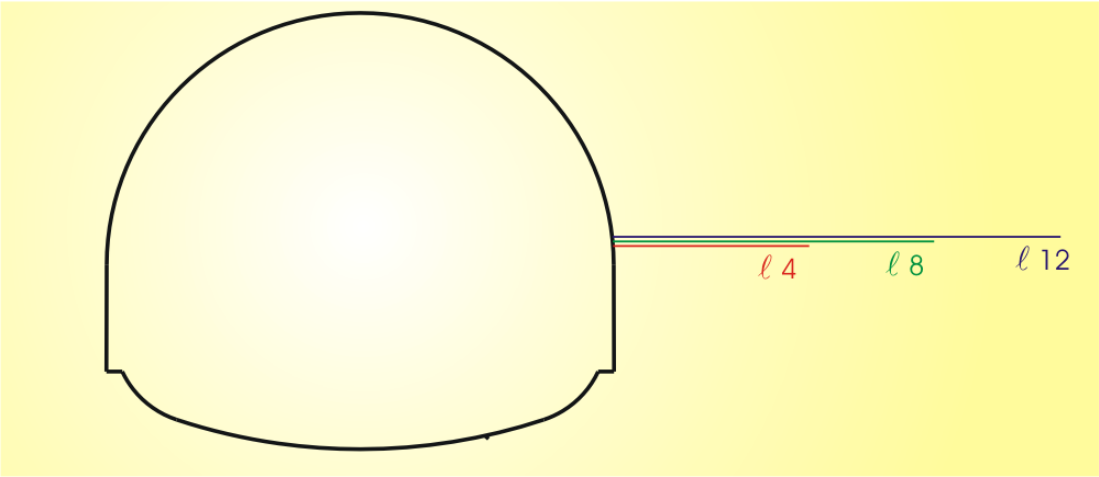


Figura 6.5: Representação de um extensômetro multiponto em um túnel

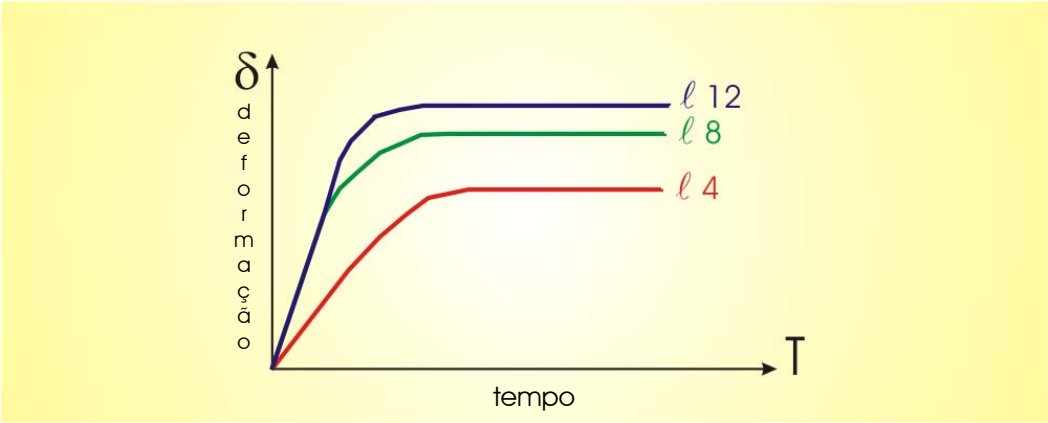


Figura 6.6: Deformações esperadas em uma escavação

Quanto ao tipo de ancoragem, pode ser:

i) Ancoragem mecânica;

ii) Ancoragem com expansor elástico;

iii) Ancoragem de cunha e contra cunha; e

iv) Ancoragem com ligante (cimento ou resina).

6.2 Medidas de pressão

As medidas sistemáticas de pressão, juntamente com as medidas sistemáticas de deformação, estão inseparavelmente ligadas ao método de escavação NATM, e representam uma característica básica desse método (Rabcewicz & Golser, 1973). As medidas sistemáticas de pressão permitem determinar a resistência do suporte escolhido correspondente ao tipo de rocha, e que espécie de reforço adicional é necessário. No caso do reforço ter sido superdimensionado, o reforço pode ser reduzido à medida que condições mecânicas idênticas do maciço rochoso sejam encontradas durante a escavação do túnel.

Diagramas de carga, em que deformações são relacionadas à carga e ao tempo, tanto para o concreto projetado do revestimento quanto para a rocha, podem ser preparados para cada seção instrumentada.

6.2.1 Equipamentos de medição de tensão/carga

A medição e monitoramento das pressões, tanto no revestimento quanto na rocha periférica, pode ser feita por meio de células de carga, que estão disponíveis no mercado em várias configurações.

Para a aplicação em túneis desenvolveu-se uma adaptação especial do sistema de célula de pressão ao NATM, que permite a instalação do mesmo no revestimento da escavação. Este sistema foi adaptado para permitir a expansão devido ao calor gerado na reação de pega do concreto projetado/moldado. A Figura 6.7 ilustra uma aplicação das células de carga, em um sistema com tomada de dados automatizada.

Como mostrado na Figura 6.7, a instalação de medidores de pressão em diferentes sentidos e em diferentes locais (no concreto ou no contato rocha-concreto) permite um melhor detalhamento da direção das principais tensões atuantes no revestimento.

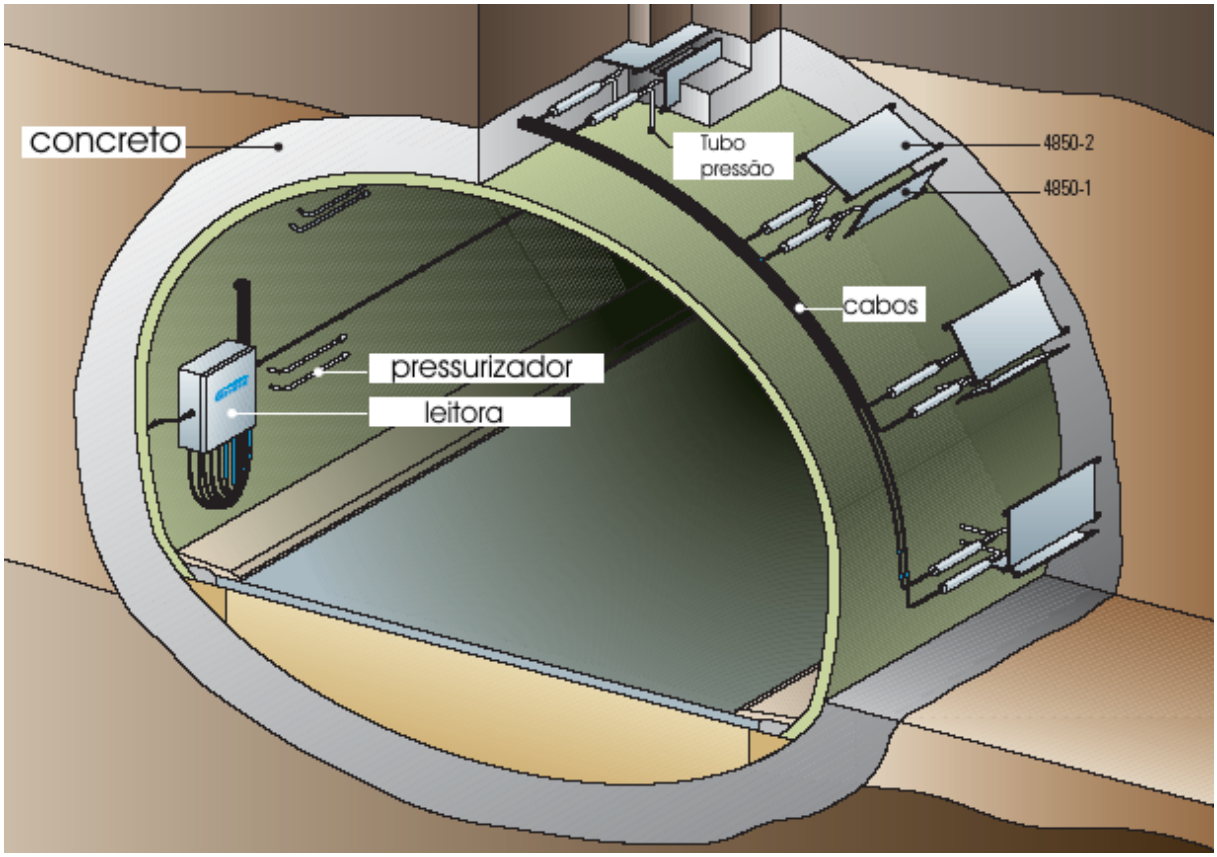


Figura 6.7: Células de pressão NATM. Fonte: www.geokon.com

6.3 Retro-análises

De acordo com Oreste (2005), geralmente não é possível se obter uma completa caracterização geomecânica do maciço rochoso a partir de estudos geológicos preliminares ou de explorações geotécnicas e geofísicas ao longo do alinhamento do túnel. Somente durante a construção do próprio túnel, ou de um túnel piloto, é possível se obter uma avaliação completa do comportamento do maciço.

Retro-análises tem sido largamente utilizadas no cálculo de propriedades do maciço e tensões *in-situ* baseadas no monitoramento dos deslocamentos obtidos durante a construção do túnel. Às vezes, a informação de deformação do túnel é limitada, entretanto, ainda assim a retro-análise pode auxiliar na identificação de

parâmetros relevantes, e estabelecer modelos empíricos ou semi-teóricos para predizer as propriedades mecânicas e o comportamento do maciço rochoso no entorno da escavação (Shang *et al.*, 2002).

A busca para a solução de uma retro-análise pode ser desenvolvida utilizando-se de uma aproximação probabilística. O uso de instrumentos probabilísticos para a calibração de modelos numéricos é comum na prática geomecânica devido a grande incerteza na estimativa inicial dos parâmetros do maciço rochoso e da limitada precisão das medidas *in-situ* (Oreste, 2005).

Leroueil & Tavenas (1981, apud Oreste, 2005) apresentam orientações para um uso correto de técnicas de retro-análise, sendo as mais importantes:

i) é errado empreender retro-análise de um mesmo problema conduzindo análises desconectadas sobre somente poucos e limitados fenômenos: todos parâmetros de incerteza da rocha devem ser considerados na retro-análise, e todos fenômenos físicos devem ser simultaneamente inclusos;

ii) se as medidas feitas in-situ estiverem disponíveis, é necessário primeiramente se voltar para uma interpretação quantitativa com base em casos históricos conhecidos para um completo entendimento do fenômeno físico que governa o problema; e

iii) conclusões irrealistas de retro-análises devem ser rejeitadas; se for necessário deve ser modificada a hipótese original e a retro-análise deve ser repetida com um novo modelo de cálculo.

Quando a solicitação dos sistemas de sustentação, USACE (1997) diz que carregamentos podem ser inferidos a partir de deslocamentos por meio de retro-análise usando distribuição de carregamento assumido como uniforme ou não uniforme, sendo que os carregamentos podem ser comparados com aqueles assumidos em projeto, e a adequação do projeto pode ser avaliada.

6.4 Tomada de decisões baseando-se na instrumentação

Os projetos de escavações subterrâneas, apoiados em ferramentas computacionais tridimensionais, são capazes de prever as deformações das aberturas conforme o avanço da escavação.

Embasado na previsão de projeto, as informações obtidas nos programas de instrumentação de túnel devem ser divulgadas no menor tempo possível, para possibilitar uma avaliação adequada de dois itens: limites máximos admissíveis e estabilização.

6.4.1 Limites máximos admissíveis

Os limites máximos admissíveis poderão ser tanto em termos de deslocamentos quanto em termos de pressão.

Em termos de deslocamento, um gráfico plotando deslocamento *versus* distância da face apresenta a tendência de como devem ocorrer os deslocamentos (subsidência, deslocamento de teto, convergência radial, etc.).

Neste mesmo gráfico devem ser plotados os valores obtidos na medição em campo, onde será possível observar o comportamento da escavação, e se os valores medidos ultrapassam os valores estipulados. Caso esses valores medidos ultrapassem os esperados, é sinal de que os dados utilizados na simulação não correspondem aos dados reais do terreno, e deve ser pensado tanto na reformulação do estudo ou em intervenção no método executivo.

A Figura 6.8 ilustra uma retro-análise de da informação de subsidência de uma escavação. As deformações estavam se apresentando muito superiores às estimadas inicialmente, mas ensaios *in-situ* permitiram adequar a simulação com dados reais do maciço, frente a simulação anterior que utilizou informações limitadas, em âmbito de projeto.

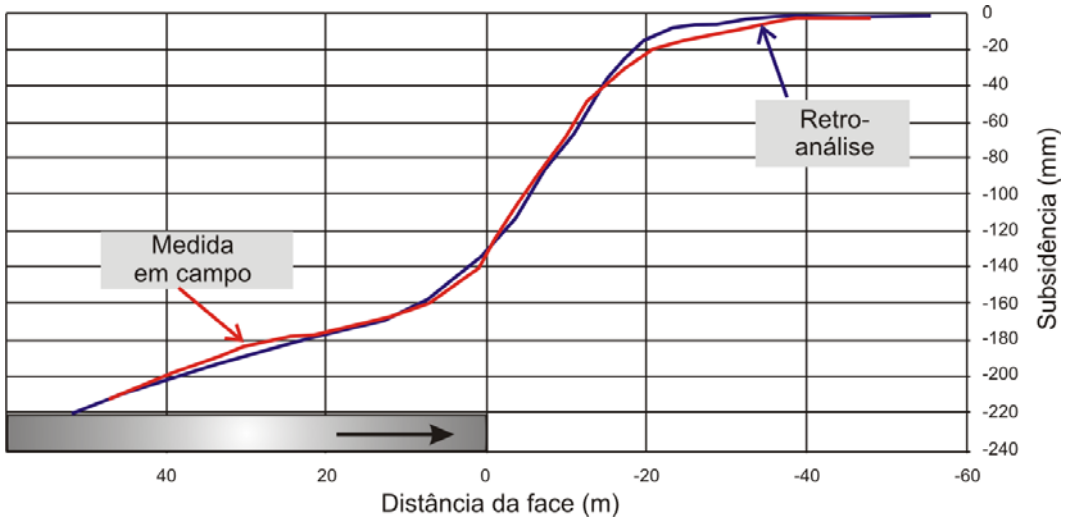


Figura 6.8: Retro-análise concordando com as medidas de campo (Adaptado de Kóvari & Lunardi, 2000).

6.4.2 Estabilização

A estabilização da escavação é percebida quando as medidas de deslocamento representam uma razão de convergência muito baixa, tendendo a não haver mais deslocamentos significativos.

A Figura 6.9 ilustra esta estabilização, que geralmente começa a se desenvolver por a uma distância equivalente a três diâmetros da escavação, a partir da face, tendendo a estabilizar por completo a uma distância de seis diâmetros.

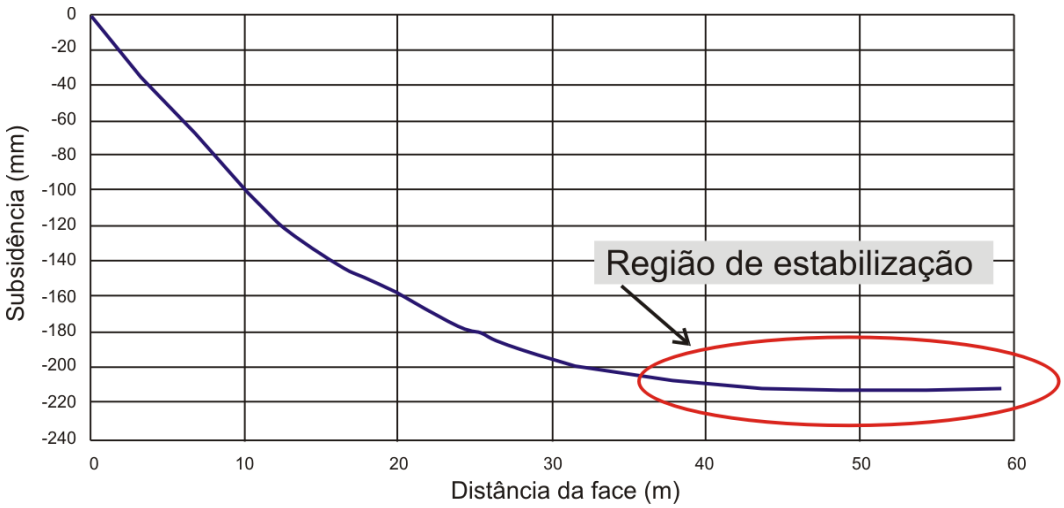


Figura 6.9: Representação da estabilização da escavação

7 Estudo de caso

Um estudo de caso envolvendo a distribuição de tensões foi realizado durante as obras de construção de túneis rodoviários na rodovia RS 486, a Rota do Sol (Figura 7.1).

Os túneis duplos do km 10, chamados de Túneis da Reversão, estão sendo executados pelo Método NATM, com a técnica de perfuração e desmonte (*drill and blasting*). Possuem um formato curvo e apresentam inclinação de 7% (Figura 7.2).

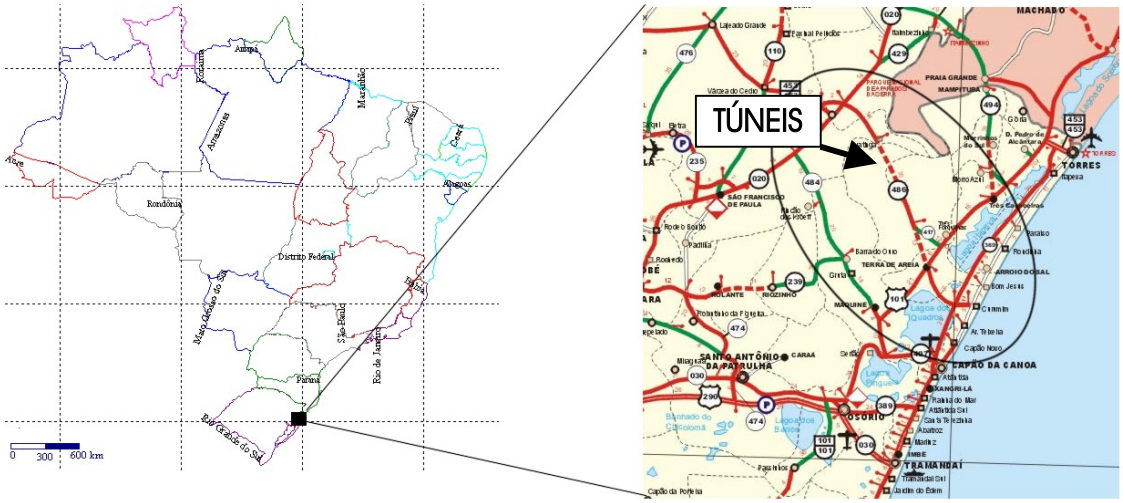


Figura 7.1: Mapa de localização da obra

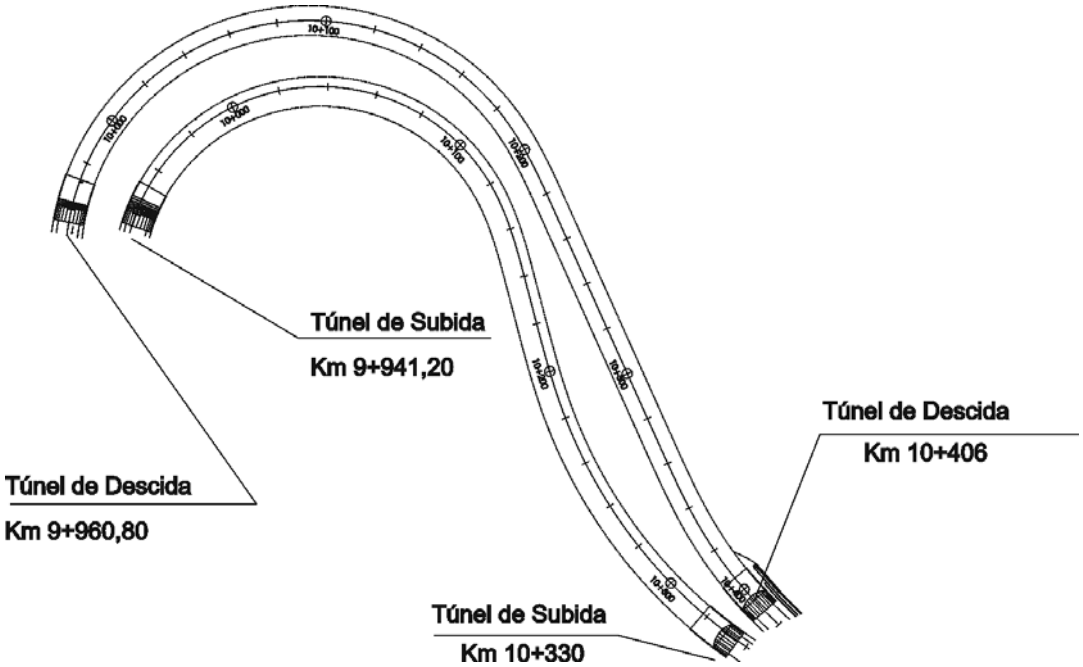


Figura 7.2: Geometria dos Túneis da Reversão (Geoprojetos, 2004).

O túnel de subida tem 388,80 metros de extensão, e o de descida 445,20 metros, ambos com seção média de 12,10 m por 9,20 m de altura, e apresentarão um gradiente constante de 7%. Esta geometria curva além de permitir o gradiente constante é necessária para acompanhar a conformação topográfica da montanha. A Figura 7.3 apresenta a seção típica de escavação.

7.1 Geologia do local

O vale do Rio Três Forquilhas corta uma seqüência de rochas vulcânicas ácidas e básicas da Formação Serra Geral (Cretáceo). Na base desta seqüência, na interface do primeiro e segundo derrames, ocorrem *intertraps* de arenitos da Formação Botucatu. Nas cotas mais baixas, encontram-se os sedimentos fluviais Quaternários da bacia do Rio Três Forquilhas e, sotopostos a estes, ocorrem os sedimentos da Planície Costeira (Nummer, 2003).

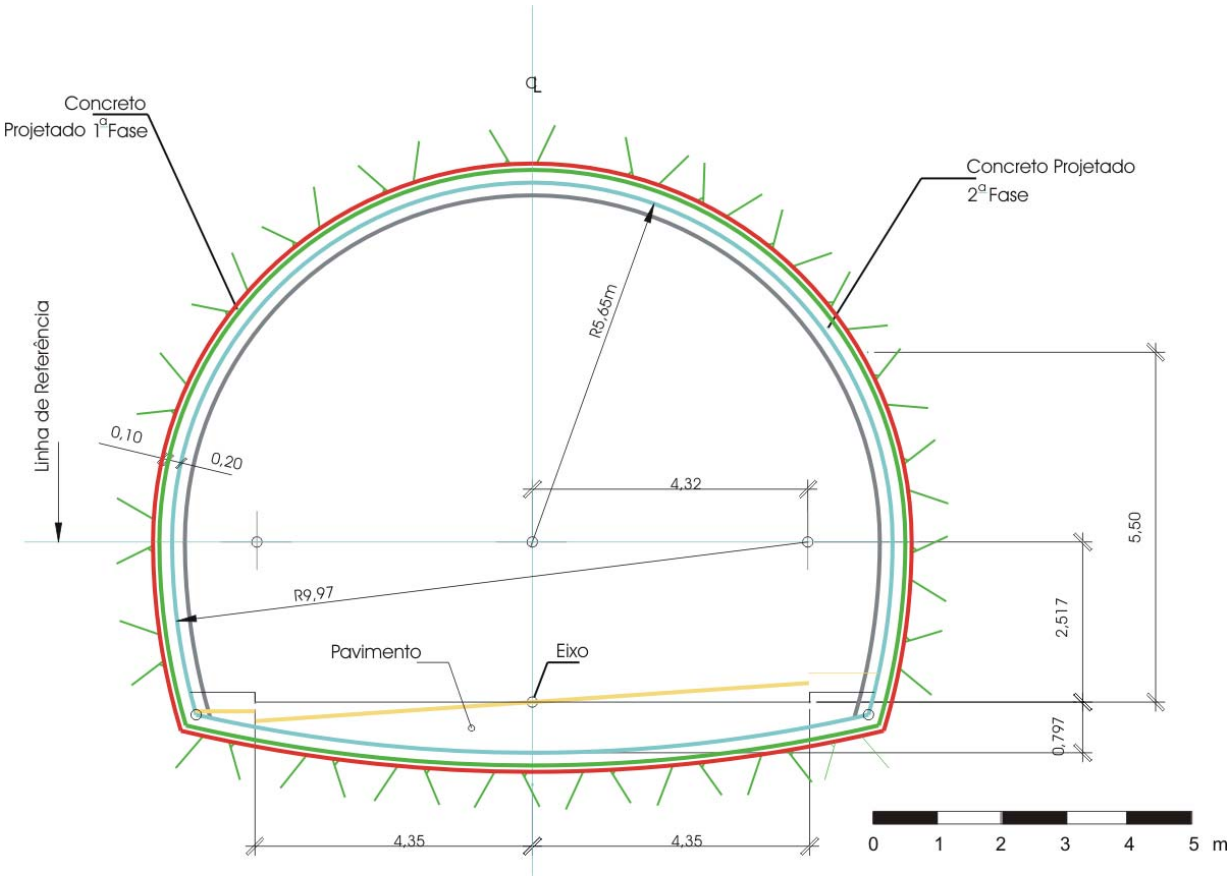


Figura 7.3: Seção típica de escavação. Fonte: Geoprojetos (2004)

O magmatismo básico da Bacia do Paraná é dominado por uma seqüência de basaltos toleíticos e andesitos-basaltos na base, e por dacitos, traquidacitos e riolitos na parte superior da seqüência.

A morfologia dos derrames vulcânicos, segundo Leinz e Amaral (1989), mostra na base uma zona densa e parcialmente vítrea, relativamente delgada, seguida de uma zona com diáclases horizontais, enquanto que a parte central é mais volumosa e apresenta fraturas. Segue-se mais uma zona de diáclases horizontais, enquanto que o topo é amigdalóide com vesículas de tamanhos variados, conforme mostra a Figura 7.4.

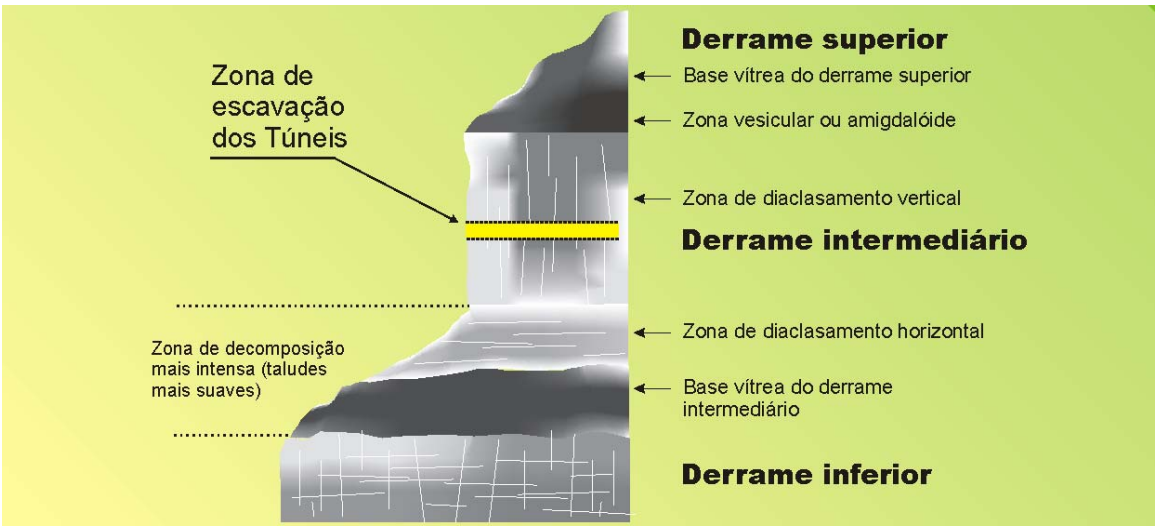


Figura 7.4: Representação da estrutura de um derrame e morfologia de uma escarpa constituída por derrames basálticos (Adaptada de Leinz & Amaral, 1995).

7.2 Classificação geomecânica

A campanha de investigação geotécnica na fase de projeto dos túneis contemplou a execução de seis sondagens rotativas, sendo três para cada alinhamento de túnel, que apresentaram comprimentos variando entre 21 e 41 metros. Em complementação a isto, foram realizadas dezesseis sondagens elétricas verticais (SEVS), sendo sete no túnel de subida e nove no túnel de descida. Estas sondagens elétricas tiveram um arranjo polodipolo direto e reverso, e a resistência apresentada variou de 300 a 6.000 ohm.m (resultados das sondagens rotativas, mistas e elétricas, no Apêndice 3).

Os baixos valores de resistividade apresentados pelas sondagens elétricas no túnel de subida conseguiram reproduzir satisfatoriamente a má qualidade do maciço no ponto de menor cobertura, sob a 'grota' de água. Neste trecho, foi necessário interromper a escavação para alterar o sistema de suporte, tendo sido executado um pré-suporte (enfilagem) para permitir a continuidade dos trabalhos de avanço deste túnel.

A classificação do maciço rochoso quanto ao valor do índice Q apresentou na fase de projetos, a partir dos testemunhos de sondagem, valores de 0 a 20

tanto no túnel de subida quanto no túnel de descida, exceto no trecho final da sondagem rotativa SR-04, do túnel de descida, que apresentou um trecho com Q igual a 85 e outro trecho com Q pouco superior a 118.

Desde o início da execução do túnel se fez um trabalho de classificação geológico-geotécnica do maciço, por meio do Sistema Q, sendo que são gerados três mapas com estas informações:

i) Descrição da massa rochosa;

ii) Classificação comercial; e

iii) Classificação geomecânica.

As Figuras 7.5 e 7.6 apresentam mapas de classificação geomecânica de cada túnel, com progressivas de 5 metros. Destes mapas, com os valores de Q apresentados entre as progressivas 10+075 e 10+149, no túnel de subida, e entre 10+110 e 10+180, no túnel de descida, obtém-se as informações apresentadas resumidamente na Tabela 7.1.

Tabela 7.1: Valores de Q entre as progressivas 10+075 a 10+149, e 10+110 a 10+180

Informação	Valor
Nº de dados	120
Valor mínimo	0,10
Valor máximo	35
Desvio padrão	8,02
Média	8,64

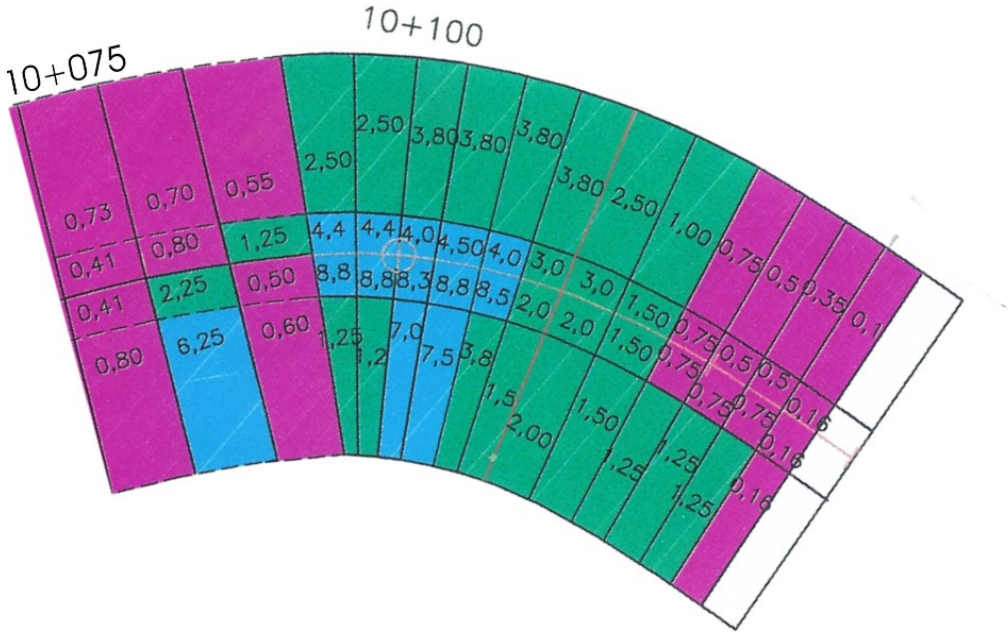


Figura 7.5: Classificação geomecânica no túnel de subida. (Adaptado de Etel/Roma, 2006).

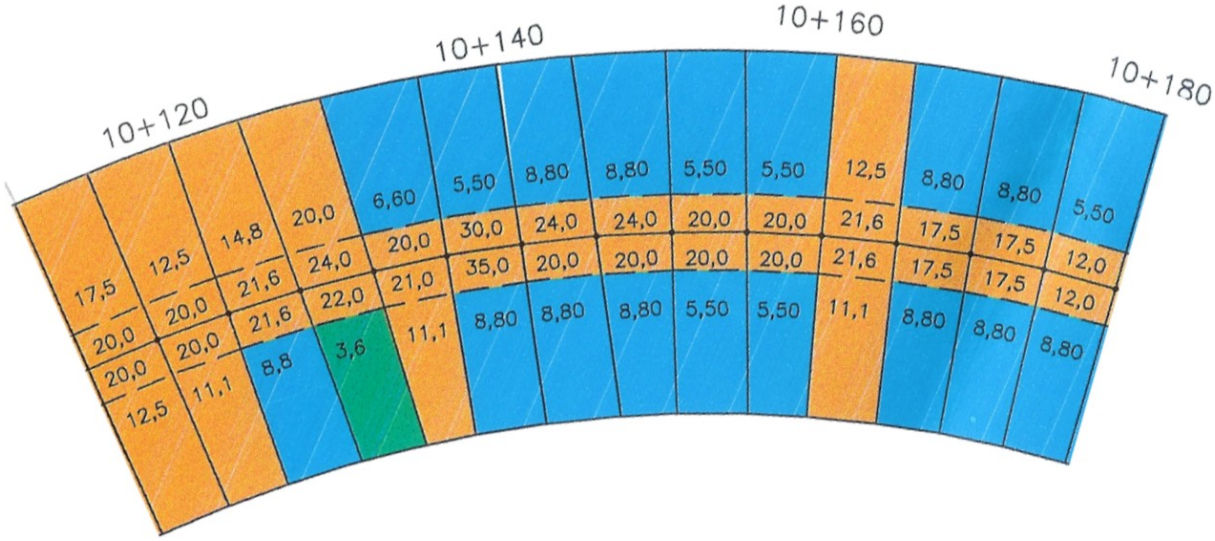


Figura 7.6: Classificação geomecânica no túnel de descida. (Adaptado de Etel/Roma, 2006).

Quanto a qualidade da rocha, valores obtidos a partir de ensaios laboratoriais são mostrados resumidamente na Tabela 7.2, e com mais detalhes no Apêndice 4.

Tabela 7.2: Parâmetros da rocha intacta obtidas em ensaios de compressão uniaxial e de carga pontual

	Maciço Rochoso Chave
Litologia	Riolito
rocha intacta	
parâmetro	média - desvio padrão - número de amostras
UCS (MPa)	79,91 - 14,91 - 11
Ensaio Carga Pontual (MPa)	101,87 - 33,45 - 9
c (MPa)	19,80
Ø (º)	47º
E (GPa)	67,11 - 17,71 - 9

Conforme Hoek *et al.* (2002) uma vez que a maioria dos softwares geotécnicos ainda são escritos em termos do modo de ruptura de Mohr-Coulomb, é necessário determinar ângulo de atrito e resistência coesiva para cada maciço rochoso. Assim sendo, Hoek *et al.* (2002) propõem:

$$\phi' = sen^{-1}\left[\frac{6am_b\left(s+m_b\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b\left(s+m_b\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}\right] \qquad \text{Eq. 7.1}$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}\left[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}\right]\left(s+m_b\sigma'_{3n}\right)^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+\left(6am_b\left(s+m_b\sigma'_{3n}\right)^{a-1}\right)/((1+a)(2+a))}} \qquad \text{Eq. 7.2}$$

sendo $\sigma_{3n} = \sigma'_{3máx} / \sigma_{ci}$;

onde:

Ø' = ângulo de atrito do maciço;

c' = coesão do maciço;

a e *s* = constantes de Hoek-Brown;

m_b = constante de Hoek-Brown, sendo $m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$, para GSI > 25;

m_i = constante de Hoek-Brown, para rocha intacta. Para Riolito, 25;

σ'_{ci} = resistência à compressão da rocha sã;

σ_{3n} = tensão horizontal normal;

$\sigma'_{3máx}$ = tensão horizontal máxima.

Com as mesmas incógnitas utilizadas nas Eq. 7.1 e 7.2, é possível se obter o valor da resistência de compressão do maciço, por meio da Eq. 7.3.

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \qquad \text{Eq. 7.3}$$

onde:

σ_{cm} = resistência à compressão do maciço rochoso.

Aplicando o valor de σ_{cm} obtido na Eq. 7.3, é possível encontrar o valor de $\sigma'_{3máx}$ pela Eq. 7.4.

$$\frac{\sigma'_{3máx}}{\sigma'_{cm}} = 0{,}47\left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H}\right)^{-0{,}94} \qquad \text{Eq. 7.4}$$

onde γ é o peso unitário da rocha e *H* é a espessura do maciço acima do túnel. Nos casos em que a tensão horizontal é maior que a tensão vertical, o valor da tensão horizontal deve ser usado no lugar da tensão vertical γH (Hoek *et al.*, 2002).

Com o $\sigma'_{3máx}$ obtido, é possível encontrar σ_{3n}, e resolver as Eq. 7.1 e 7.2. Desta maneira, na Tabela 7.3, apresentam-se resumidamente os parâmetros

mecânicos do maciço, calculados por meio do software RocLab (Rocscience, 2006). Uma tabela completa está disponível no Apêndice 5.

Tabela 7.3. Parâmetros mecânicos do maciço rochoso – valores médios

TÚNEL	Q	Q'	σ_{ci} (MPa)	GSI	m_i	a	s	m_b	E_m (GPa)*	Ø' (°)*	c' (MPa)*
Subida	2,54	2,54	79,91	47,63	25	0,51	0,0019	2,30	6,82	59,37	0,45
Descida	14,75	14,75	79,91	67,14	25	0,50	0,0148	5,35	18,60	64,18	0,99
média		**17,29**		**57,38**							

* estimados de acordo com Hoek *et al.* 2002.

7.3 Método de escavação

Os túneis da reversão estão sendo escavados pela técnica NATM com seção parcializada, em meia seção e posterior rebaixo, conforme mostra a Figura 7.7. Em determinados trechos dos túneis, houve a execução de túnel piloto, havendo então três estágios de escavação.

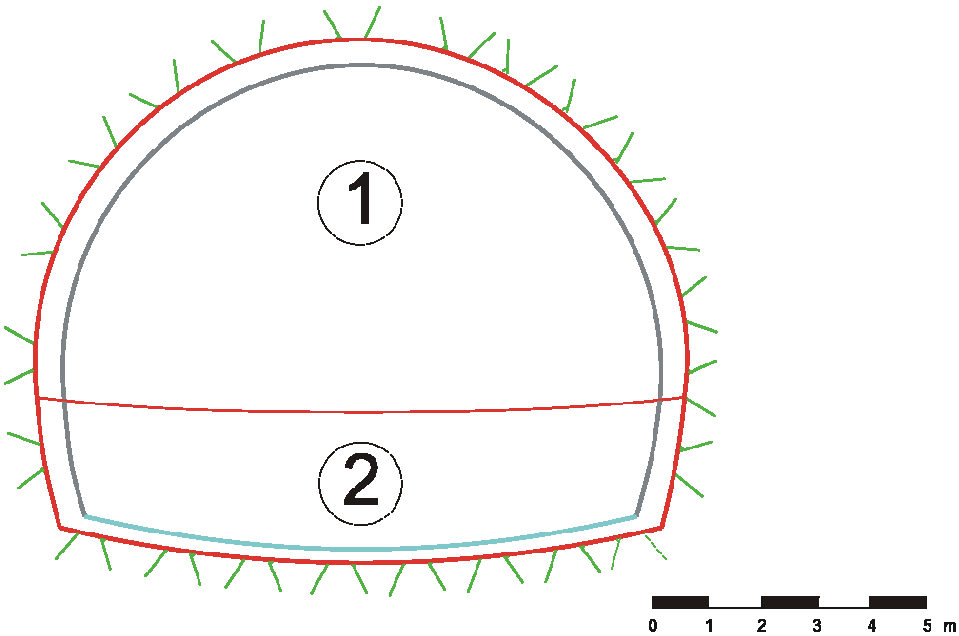
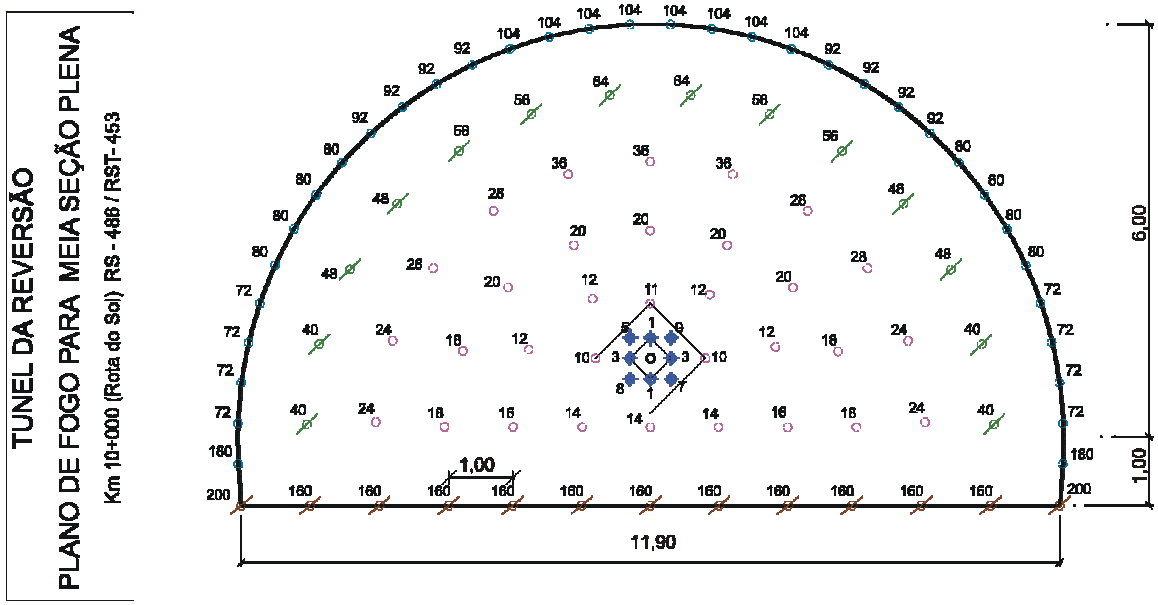


Figura 7.7: Seções parcializadas

Nos desmontes de meia seção, o consumo de explosivo é da ordem de 361,67 kg que, para uma área de escavação de 68,5 m^2 e um avanço de 4 m, apresenta uma razão de carga de 1,32 kg de explosivo por m^3 de rocha escavada. A Figura 7.8 mostra o plano de fogo de meia seção.

Nos trechos avançados primeiramente com túnel piloto, o montante de explosivos usados por avanço alcançava 287,72 kg, o que em uma área de 36,10 m^2 e em um avanço de 4 m, gera uma razão de carga de 1,99 kg de explosivo por m^3 de rocha escavada. Esta é uma razão de carga considerada alta, o que favorece uma razão de carga bem baixa no próximo passo de escavação, que é o alargamento do túnel piloto para a meia seção, devido a criação de faces livres. A Figura 7.9 mostra o plano de fogo para escavação do túnel piloto.



DISTRIBUIÇÃO DAS ESPOLETAS									
Nº	QUANT.	Nº	QUANT.	Nº	QUANT.	Nº	QUANT.	Nº	QUANT.
1	2	10	2	20	5	56	4	120	2
3	2	11	1	24	4	64	2	160	11
5	1	12	2	28	4	72	8	180	2
7	1	14	3	36	3	80	8	200	2
8	1	16	2	40	4	92	8		
9	1	18	4	48	4	104	8		
							TOTAL.....		99

QUANTIDADES DE EXPLOSIVOS:

Legenda	Descrição	Peso Cartucho	Quant. Cartucho	Peso Total	Nº Furos	Total
Contorno	Brava 1"x 6"	0,119	9	1,071	34	38,41
Aux.do contorno	Mag-gel 200 1 1/2" x 24"	0,834	6	5,004	14	70,06
Auxiliar	Mag-gel 200 1 1/2" x 24"	0,834	6	5,004	30	150,12
Separatriz	Mag-gel 200 1 1/2" x 24"	0,834	6	5,004	13	65,05
Pilão	Mag-gel 200 1 1/2" x 24"	0,834	6	5,004	8	40,03
Alívio Ø=4"	Não carregados				1	
Total					100	361,67

Figura 7.8: Plano de fogo para avanço em meia seção

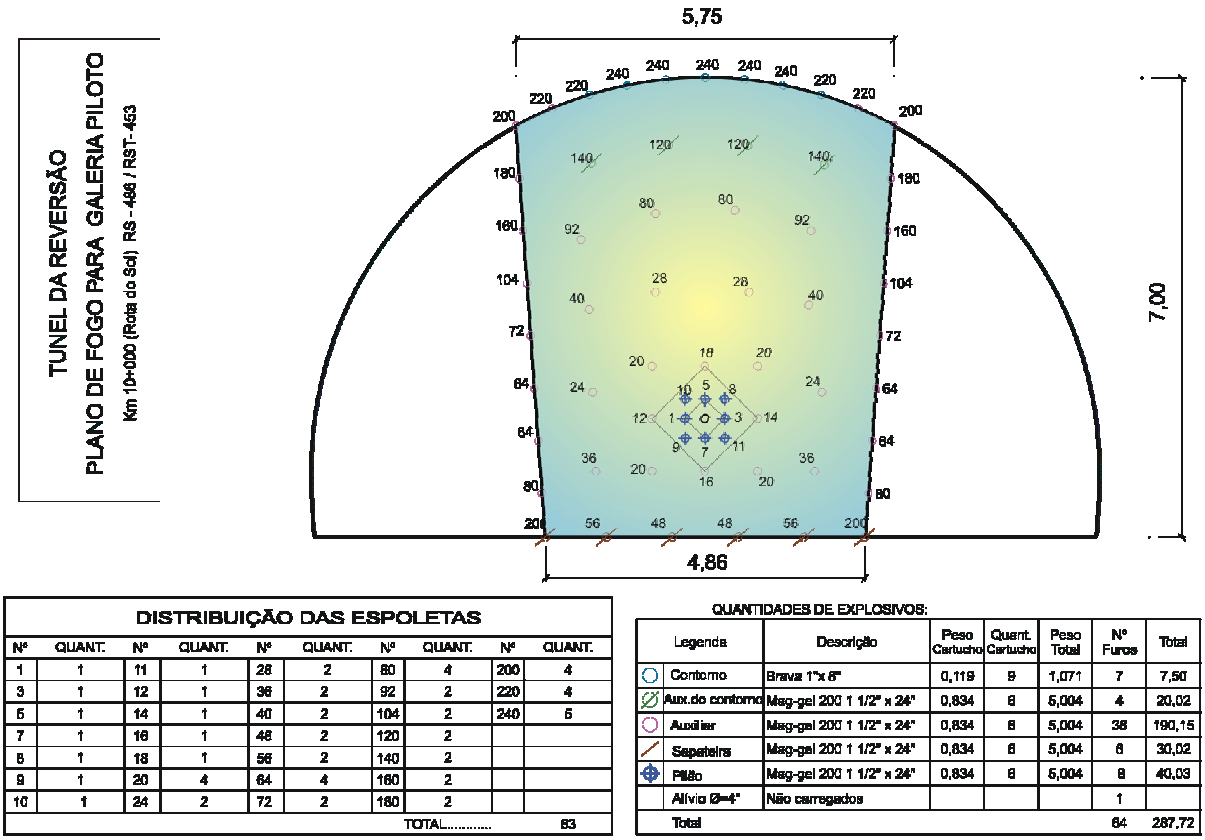


Figura 7.9: Plano de fogo para desmonte em seção piloto

Após a etapa de desmonte, desenvolve-se o sistema de suporte do túnel.

Foram projetadas quatro seções tipo (A, B, C e D), além do túnel falso dos emboques (Geoprojetos, 2004). A Tabela 7.4 apresenta um resumo do sistema de suporte.

Tabela 7.4: Tipos de suporte utilizados nos Túneis da Reversão

Seção	Cambota metálica	Tirante resinado	Concreto projetado	Enfilagem
Tipo " A"	Cambota I 6"		0,30 m 1ª fase 0,20 m 2ª fase	
Tipo "B" Maciço são		Ø 1" – 4 m Eventual	0,10 m 1ª fase 0,20 m 2ª fase	
Tipo "C" Maciço		Ø 1" – 4 m sistemático	0,15 m 1ª fase 0,20 m 2ª fase	

Fraturado Tipo "D" Maciço muito fraturado ou com cobertura < 11,50 m	Cambota I 6"	Malha 2 x 2 m Ø 1" – 4 m Eventual	0,30 m 1ª fase 0,25 m 2ª fase	CA-50 Ø 1" – 4 m, a cada 50 cm, a cada 2,40 m de avanço

Fonte: Geoprojetos (2004).

7.4 Instrumentação do túnel

A instrumentação do Túnel da Reversão contempla a medição dos deslocamentos relativos da abertura, sem haver medições das tensões atuantes no suporte da escavação.

As medições foram realizadas com um extensômetro (distanciômetro) modelo IPT, com fio ínvar, em seções distanciadas de cinqüenta metros, aproximadamente, por uma empresa contratada pela empreiteira da obra. Em cada seção há três bases na primeira etapa da escavação, sendo que após o rebaixo serão instaladas mais duas.

Em complementação às medidas oficiais realizaram-se medidas de convergência com equipamento do Laboratório de Mecânica de Rochas da UFRGS.

Os dados obtidos pela empresa (Toniolo, Busnello S/A, 2006) serão apresentados de maneira resumida nas Tabelas 7.5 e 7.6, sendo que no Apêndice 6 está disponível os valores na íntegra. Os valores apresentados nas Tabelas 7.5 e 7.6 correspondem ao período entre junho de 2005 a fevereiro de 2006.

Como convenção, adota-se como sendo a base 1 a da parede da esquerda de cada túnel, base 3 na parede direita e base 2 no teto, isto no sentido jusante-montante.

Tabela 7.5: Resumo dos dados da instrumentação do Túnel de Descida

Seção	Deslocamento máximo das seções (mm)		
	Fio 1 a 3	Fio 1 a 2	Fio 2 a 3
SC 01 Km 10+010	2,78	2,02	-1,30
SC 03 Km 10+110	2,56	2,39	2,33

Fonte: Toniolo, Busnello S/A (2006).

Tabela 7.6: Resumo dos dados da instrumentação do Túnel de Subida

Seção	Deslocamento máximo das seções (mm)		
	Fio 1 a 3	Fio 1 a 2	Fio 2 a 3
SC 02 Km 10+060	4,10	3,72	3,64
SC 02a Km 10+045	4,11	-1,70	1,50
SC 02b Km 10+075	3,49	-1,72	1,50
SC 04 Km 10+146	0,76	-0,32	0,61

Fonte: Toniolo, Busnello S/A (2006).

A Figura 7.10 mostra a localização das seções de instrumentação TD (túnel de descida) e TS (túnel de subida), além de sinalizar a área sobre a qual foi realizada simulação numérica.

7.5 Simulação numérica

A simulação numérica da escavação dos túneis da Rota do Sol foi desenvolvida por meio do software Plaxis® Tunnel 3D. Este software utiliza-se do Método dos Elementos Finitos para análise de túneis e construções subterrâneas, em três dimensões, onde modelos constitutivos são usados para simular o comportamento do solo (ou rocha) (Brikgreve & Broere, 2004).

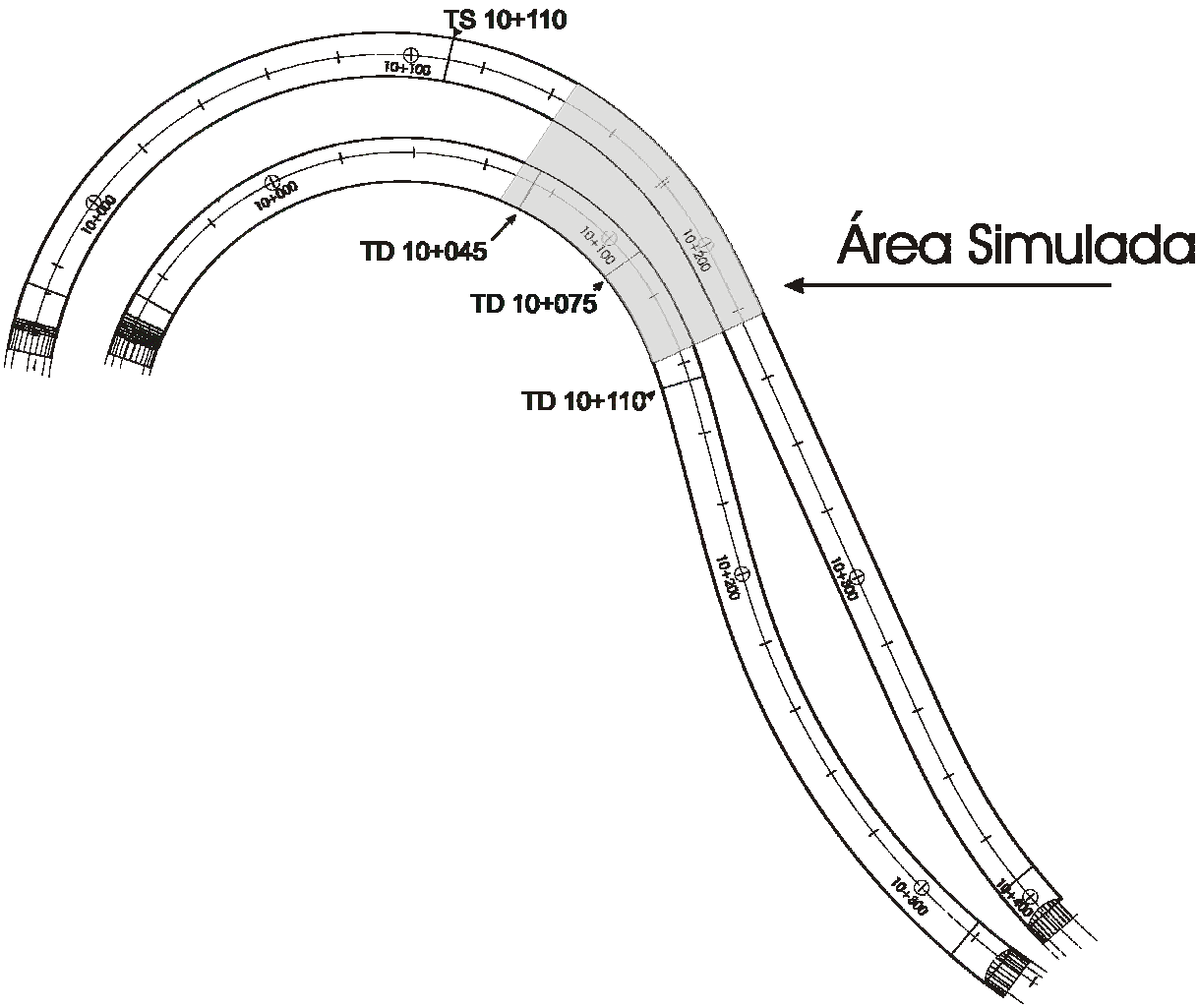


Figura 7.10: Localização das seções de instrumentação e ilustração da área simulada numericamente.

Além dos dados geomecânicos adequados ao modelo constitutivo escolhido para a simulação, é necessário representar a topografia do local de maneira adequada, para possibilitar a análise tridimensional da escavação.

Seguindo a geometria da rodovia, os túneis da reversão estão sendo escavados em curva (conforme Figura 7.2) e com uma inclinação de 7%. Devido a uma limitação do software Plaxis®, não foi possível simular a escavação nesta geometria curva, mas conseguiu-se manter a inclinação. Foi preciso, também, transportar os dados de topografia referentes a cobertura dos túneis, para a configuração retilínea da simulação.

Ao utilizar o software Plaxis®, a seqüência foi a seguinte:

i) definiram-se as configurações gerais (nome do arquivo, declividade do modelo, dimensões da área de trabalho, espaçamento do grid, e unidades)

ii) definiu-se a extensão e geometria da malha

iii) em um comando auxiliar (*tunnel designer*), foram desenhadas as geometrias dos dois túneis

iv) definiram-se as restrições da malha

v) foram inseridas as propriedades do material do terreno, e a relação K_0

vi) foram inseridos os sistemas de sustentação (concreto projetado e tirantes)

vii) gerou-se a malha de elementos finitos

viii) foram inseridas as dezoito fatias de quatro metros cada (tri-dimensional)

ix) foi definida a seqüência de escavação.

Foi simulado tridimensionalmente um trecho de 72 metros de escavação, com avanço de 4 em 4 metros, equivalente ao trecho entre as estacas 10+075 e 10+146 do túnel de subida. Na escavação, neste trecho, há seções de instrumentação nas estacas 10+075, 10+110 e 10+146, de onde se obtêm os dados para a comparação com a simulação.

Após seguir a seqüência acima descrita no software Plaxis®, a malha tri-dimesional assumiu a configuração como mostrado na Figura 7.11, tendo ficado com 12.474 elementos.

Além do cálculo de tensões e deslocamentos, outro recurso disponibilizado pelo software Plaxis® Tunnel 3D (para modelos Plásticos) é a chamada função *Phi-c reduction*, para calcular o Fator de Segurança global da obra.

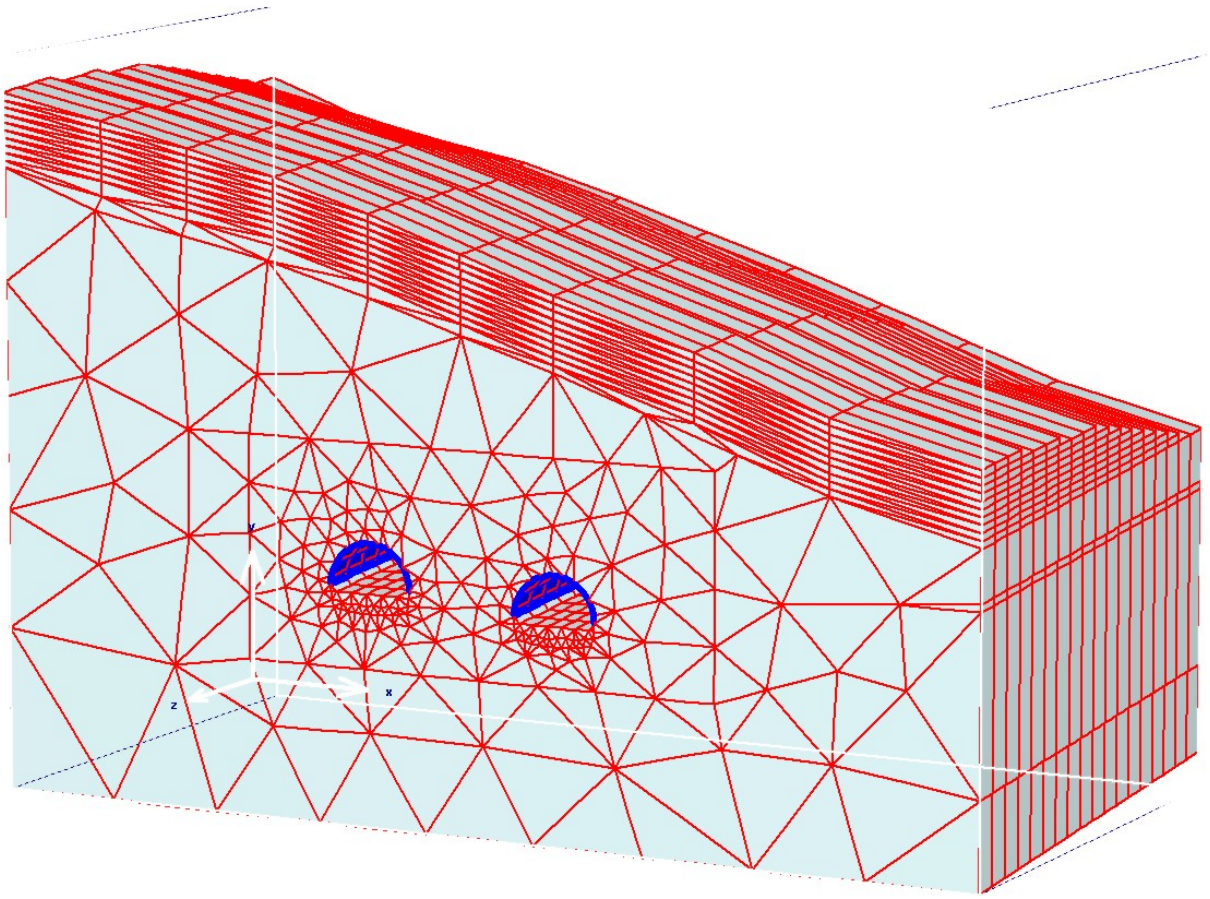


Figura 7.11: Malha tri-dimensional para simulação numérica, com 12.474 elementos

Na aplicação do *Phi-c reduction* os parâmetros de resistência tan φ e c do material constitutivo são sucessivamente reduzidos até ocorrer a ruptura da estrutura. A resistência dos objetos estruturais tais como concreto projetado e tirantes não são influenciados pelo *Phi-c reduction* (Brinkgreve & Broere, 2004).

Desta maneira, o Fator de Segurança é dado por:

$$FS = \frac{\text{Resistência disponível}}{\text{Resistência na ruptura}} \qquad \text{Eq. 7.5}$$

Além dos parâmetros do maciço necessários para alimentar o software, utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, necessita-se conhecer, ou

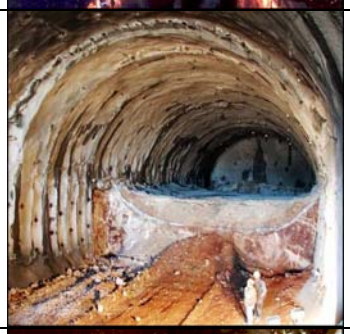
estimar, o valor da relação entre a tensão horizontal e a tensão vertical, também conhecido como K_0. Uma vez que se conhecem os deslocamentos decorrentes da escavação (medidos na instrumentação), o cálculo de K_0 é feito por retro-análise, juntamente com a parametrização dos dados do maciço rochoso.

Os valores geomecânicos parametrizados para a alimentação do modelo estão apresentados na Tabela 7.7. Foram realizadas seis simulações com diferentes parâmetros, em função da variação de valores apresentados na classificação geomecânica, e da sensibilidade do *software* RocLab quanto ao fator de perturbação do maciço, o *D*. Neste trabalho foi utilizado o valor de *D* igual a 0,5, baseado na Tabela 7.8.

Tabela 7.7: Valores geomecânicos utilizados na simulação

Nº da simulação	Relação K0	Módulo de Deformabilidade (GPa)	Coesão (MPa)	Ângulo de Atrito (°)
1	0,20	14,60	1,011	64,04
2	0,15	14,60	1,011	64,04
3	0,15	8,51	0,565	63,02
4	0,20	3,25	0,466	60,59
5	0,20	2,40	0,467	60,37
6	0,20	2,56	0,510	60,51

Tabela 7.8: Valor do Fator de Perturbação do Maciço, *D* (adaptado de Hoek *et al.*, 2002)

Aparência do maciço	Descrição do maciço	Valor sugerido de D
	Desmonte controlado, de excelente qualidade, ou escavação do tuneladoras contínuas TBM – *Tunnel Boring Machine*. Resulta em pouca perturbação do maciço rochoso confinado do entorno da escavação.	$D = 0$
	Escavação mecânica ou manual em maciço de má qualidade. Sem desmonte à fogo.	$D = 0$
	Desmonte de má qualidade em maciços de rochas duras ocasionando severos danos localizados, com extensão de 2 a 3 metros, no entorno do contorno da escavação.	$D = 0,8$
	Desmontes de pequena escala em taludes de construção civil resultando em danos modestos, particularmente se for realizado desmonte controlado como mostrado na parte esquerda da figura ao lado. Entretanto, alívio de tensão resulta em alguma perturbação.	$D = 0,7$ Desmonte controlado $D = 1,0$ Desmonte má qualidade
	Taludes em mineração de grande dimensão sofrem significante perturbação devido a elevada freqüência de detonação e também devido ao alívio de tenso devido a retirada do material de cobertura. Em alguns casos pode ser realizado desmonte mecânico.	$D = 1,0$ Desmonte à fogo $D = 0,7$ Desmonte mecânico

7.6 Sistema alternativo de medição de deslocamentos

Um sistema alternativo de medição de deslocamentos (distanciômetro) foi aperfeiçoado e calibrado com os dados obtidos na instrumentação da obra, tendo utilizado para leitura bases nas mesmas estacas 10+075, 10+110 e 10+146 do túnel de subida, e na estaca 10+110 do túnel de descida, que fica alinhada a estaca 10+146 do túnel de subida.

O sistema parte do mesmo princípio do equipamento do IPT, entretanto o tensionamento do fio de aço é feito por um peso de 8 kg, e não por um dinamômetro. As Figuras 7.12 e 7.13 ilustram o sistema.

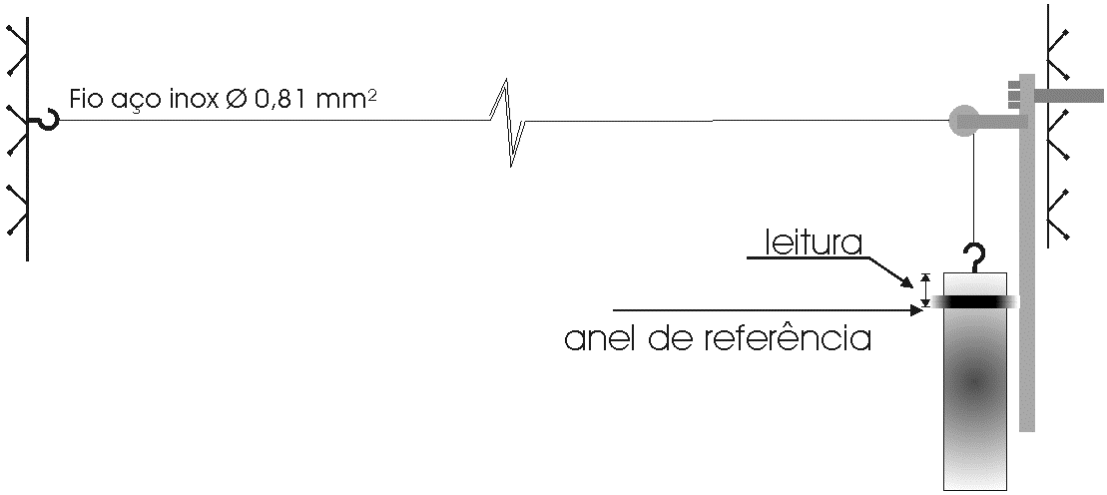


Figura 7.12: Sistema alternativo de medição de deslocamentos.

O procedimento de leitura é realizado com um paquímetro digital, com precisão de centésimo de milímetro. Do valor lido, descontando a leitura zero (inicial), valores negativos representam convergência entre as bases, enquanto que valores positivos representam divergência.

Figura 7.13: Sistema alternativo de medição de deslocamentos, instalado

8 Resultados e Discussões

8.1 Da simulação numérica

Foi simulado tridimensionalmente um trecho de 72 metros de escavação, com avanço de 4 em 4 metros, equivalente ao trecho entre as estacas 10+075 e 10+146 do túnel de subida. Na escavação, neste trecho, há seções de instrumentação nas estacas 10+075, 10+110 e 10+146, de onde se obtêm os dados para a comparação com a simulação.

Devido ao fato das leituras da instrumentação serem diametrais relativas entre duas bases, enquanto na simulação o deslocamento é obtido individualmente em cada base, é necessário fazer correção dos dados obtidos pela simulação, para poder haver comparação com os dados da instrumentação.

Para fins de convenção, as seções de simulação serão chamadas de SS 01, SS 02 e SS 03, sendo respectivas às estacas 10+075, 10+110 e 10+146.

Pelo fato da instrumentação dos deslocamentos estar apresentando divergência das paredes da escavação e dos túneis estarem sendo escavados próximo a um vale, a retro-análise começou a ser executada com valores da relação de K_0 bem baixos, próximos de 0,2, como apresentado na Tabela 8.1. Outros valores de K_0 foram experimentados, mas não conduziam às deformações observadas em campo.

Na simulação numérica, o deslocamento da escavação pode ser medido, em termos de valores absolutos, nas três orientações: *x*, *y* e *z*.

Para permitir uma comparação na mesma ordem de grandeza dos valores obtidos por meio da simulação numérica com os valores obtidos pela instrumentação de campo, transformou-se os valores obtidos por meio da simulação numérica para a primeira fase de escavação em termos de deslocamento radial, fazendo-se uma somatória dos valores absolutos na direção *x* das bases 1 e 3, conforme resumo apresentado na Tabela 7.7. O resultados das 6 simulações, com dados geomecânicos e deslocamentos encontrados para meia seção e para seção plena, apresentam-se com mais detalhes no Apêndice 7.

Tabela 8.1: Deslocamentos absolutos transformados em deslocamentos radiais

Seção	Deslocamento máximo radial (bases 1-3), Túnel de Descida, em m	Deslocamento máximo radial (bases 1-3), Túnel de Subida, em m
SS 01	$2,35 \times 10^{-3}$	$2,60 \times 10^{-3}$
SS 02	$2,05 \times 10^{-3}$	$2,10 \times 10^{-3}$
SS 03	$1,90 \times 10^{-3}$	$1,60 \times 10^{-3}$

Além das informações de deslocamento, outra informação bastante útil obtida por meio da simulação numérica é a solicitação no sistema do suporte, com os valores de força normal, força cisalhante e momento fletor. As Tabelas 8.2 e 8.3 apresentam de forma resumida valores das forças e momentos atuantes sobre as SS 01, 02 e 03, no estágio atual de escavação, e para quando a seção plena estiver escavada.

Tabela 8.2: Forças atuantes no sistema de suporte, para meia seção.

Escavação em meia seção – valores máximos	
Força Normal	$2,04 \times 10^{3}$ kN/m
Força Cisalhante	60,25 kN/m
Momento Fletor	19,15 kNm.m

Tabela 8.3: Forças atuantes no sistema de suporte, para seção plena.

Escavação em seção plena – valores máximos	
Força Normal	$1,80 \times 10^3$ kN/m
Força Cisalhante	62,38 kN/m
Momento Fletor	19,15 kNm.m

As Figuras do Apêndice 8 ilustram a força e o momento atuantes nas SS 01, 02 e 03, com dados geomecânicos da simulação número 5 (Tabela 7.7).

Utilizando-se da função de cálculo do Fator de Segurança disponível no software Plaxis®, e ema vez que a simulação numérica apresentada neste trabalho foi realizada de maneira parcializada, obtiveram-se diferentes fatores de segurança global para a obra, como mostra a Tabela 8.4.

Tabela 8.4: Fatores de segurança encontrados

	Escavação meia seção	Escavação seção plena
Fator de Segurança global	~ 5	~ 4,5

O fator de segurança da obra, calculado por meio da função *Phi-c reduction* ficou em torno de 5, tanto para a escavação em meia seção quanto para a posterior escavação plena.

As Figuras 8.1 e 8.2 mostram os fatores de segurança calculados. Cada linha no gráfico representa um ponto de cálculo, localizados nas paredes direita e esquerda e no teto da escavação.

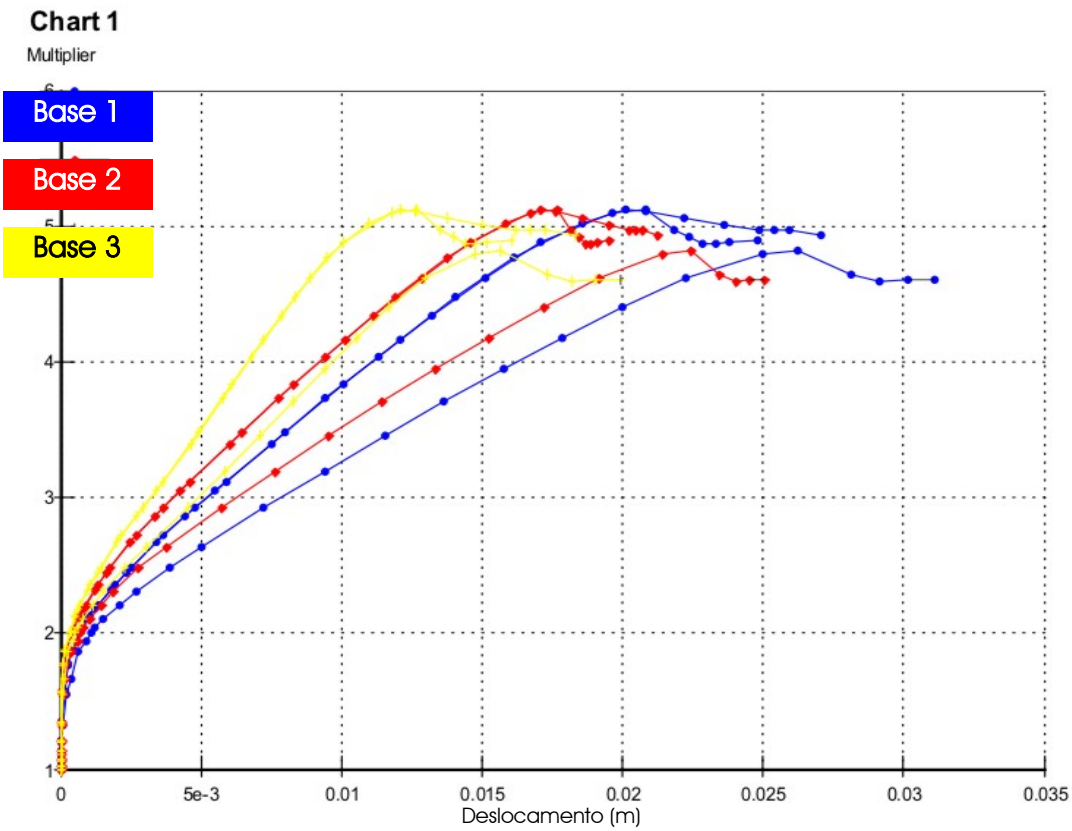


Figura 8.1: Fator de Segurança para escavação em meia seção.

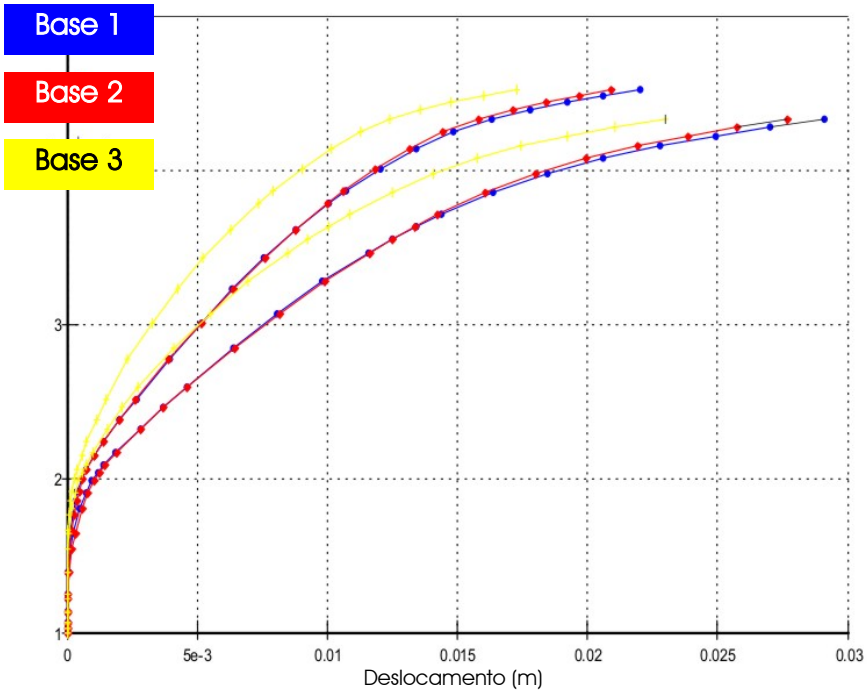


Figura 8.2: Fator de Segurança para escavação em seção plena.

8.2 Do sistema alternativo de medição de deslocamentos

As Tabelas 8.5 e 8.6 mostram os valores de deslocamento medidos com o sistema alternativo. Nota-se que apenas na seção do túnel de descida há leitura em três fios, enquanto que nas seções do túnel de subida há apenas leitura em um fio (medida horizontal).

Tabela 8.5: Resumo dos dados da instrumentação do Túnel de Subida

	Deslocamento máximo das seções (mm)
Seção	Fio 1-3
TS 01 Km 10+075	1,48
TS 02 Km 10+110	2,23
TS 03 Km 10+149	1,89

Tabela 8.6: Resumo dos dados da instrumentação do Túnel de Descida

	Deslocamento máximo das seções (mm)		
Seção	Fio 1-2	Fio 2-3	Fio 1-3
TD 01 Km 10+110	2,41	1,63	1,52

Nas Figuras 8.3, 8.4 e 8.5, faz-se um comparativo das leituras realizadas na seção do túnel de descida, relativa a estaca do km 10+110. Como as leituras com o equipamento Modelo IPT iniciaram antes, foi feita uma correção dos valores medidos, zerando as leituras na data equivalente a primeira leitura do sistema alternativo, e descontando o valor já acumulado anteriormente nas demais medições.

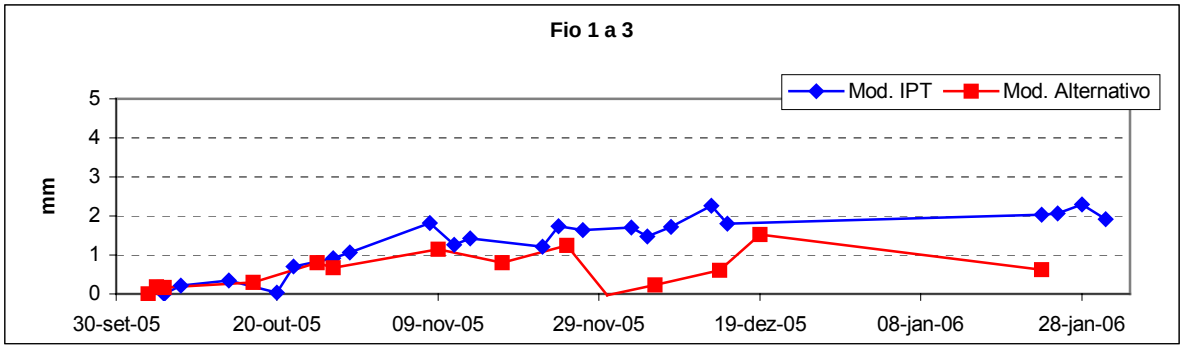


Figura 8.3: Comparativo dos deslocamentos acumulados medidos com diferentes sistemas – Fio 1 a 3 da Seção do km 10+110 do Túnel de Descida

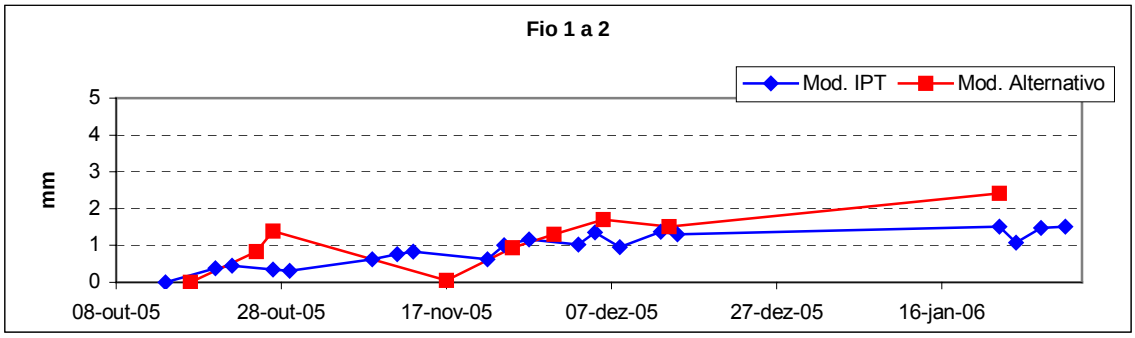


Figura 8.4: Comparativo dos deslocamentos acumulados medidos com diferentes sistemas – Fio 1 a 2 da Seção do km 10+110 do Túnel de Descida

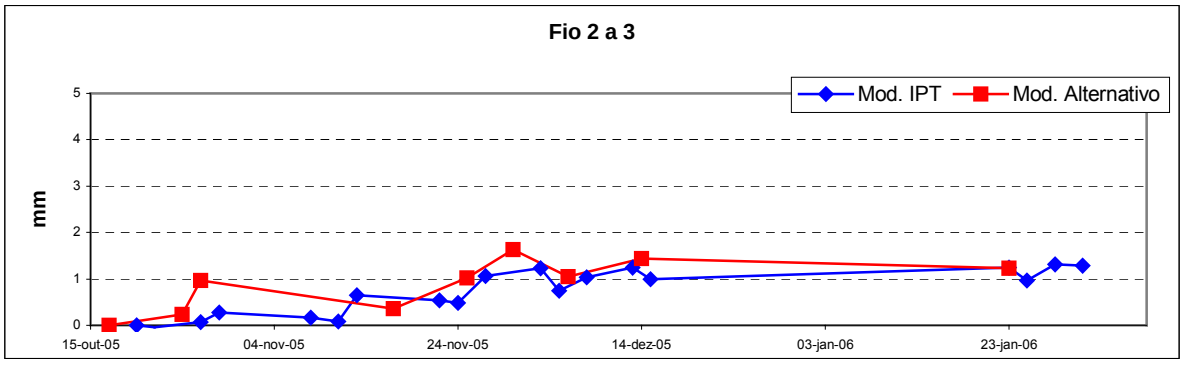


Figura 8.5: Comparativo dos deslocamentos acumulados medidos com diferentes sistemas – Fio 2 a 3 da Seção do km 10+110 do Túnel de Descida

8.3 Análise e discussão dos resultados

Mesmo sendo aplicado um *software* específico para a simulação numérica da escavação de túneis (Plaxis® Tunnel 3D), a limitação do *software* em permitir a simulação de geometria curva da escavação tornou necessário a realização de uma aproximação quanto à camada de cobertura existente sobre os túneis. Desta maneira, a malha tridimensional conseguiu ser representada de maneira adequada quanto à espessura da cobertura, não sendo possível apenas identificar possíveis efeitos do formato curvo da escavação quanto à estabilidade da mesma.

Os valores medidos em campo dos deslocamentos das paredes, tanto por um método quanto por outro, apresentam magnitude inferior a 5 mm, para convergência ou divergência, na fase de escavação da meia seção. Estes valores estão na ordem de grandeza dos esperados para escavação em litologia de rocha dura, mas são pequenos quando comparados com valores obtidos em escavações em solo, que pode apresentar deslocamentos da ordem de dezenas de centímetros.

O baixo valor de K_0 (relação entre as tensões horizontal e vertical) encontrado pela retro-análise na simulação numérica pode ser a explicação para a divergência das paredes da escavação encontrada na instrumentação em campo. Esta baixa tensão horizontal se deve ao fato do túnel estar sendo escavado próximo a uma íngreme encosta da Serra Geral, onde que o processo erosivo que formou o vale ao longo do tempo contribuiu para que a borda do mesmo não apresentasse tensões residuais atuantes no sentido horizontal.

Quanto a análise de tensões atuantes no pilar da escavação (espaço entre os dois túneis), não houve sinais de sobrecarga, isto também devido a baixa cobertura e a pequena tensão horizontal.

Os valores da instrumentação obtidos pelo sistema alternativo de medição de deslocamentos, quando comparados com a medição realizada pela empreiteira da obra, apresentou excelente correlação dos valores. Além disso, salienta-se que para uma escavação com vão da ordem de 12 metros, a variação de 1 ou 2 milímetros entre o medido e o obtido pela simulação é perfeitamente aceitável. Entretanto, tanto a medição da empreiteira quanto esta medição com sistema alternativo foram iniciadas com uma distância relativamente grande em relação à face, nas primeiras seções de instrumentação, o que foi melhorado nas últimas seções. Este distanciamento excessivo da face faz com que se desconheça o comportamento do maciço quanto às deformações bem próximas da face.

9 Conclusões e Recomendações

9.1 Conclusões

i) Foi conseguido realizar, por meio de métodos numéricos, a simulação tri-dimensional da escavação de túneis duplos.

ii) Uma vez que não houveram medições *in-situ* da magnitude das tensões horizontais, e conhecendo as propriedades geomecânicas do maciço e os deslocamentos nas paredes decorrentes da escavação, foi realizada uma retro-análise pelo Plaxis® Tunnel 3D para o cálculo da tensão horizontal e da relação K_0. Uma vez realizado este cálculo, de maneira parametrizada, ficou identificada uma baixa relação K_0, na ordem de 0,2.

iii) Com os dados da relação K_0 obtidos pela retro-análise, juntamente com os demais dados geomecânicos já conhecidos, foi possível realizar a simulação da escavação de maneira seqüencial. Mesmo com um avanço de escavação de 4 metros, na simulação foi necessário sub-dividir esse avanço em duas sub-fatias de 2 metros, para poder ativar o sistema de suporte (tirantes) de maneira idêntica ao executado na obra.

A utilização da dados geomecânicos parametrizados para a simulação numérica identificou a alta sensibilidade apresentada pelo software RocLab,

quanto ao fator de perturbação do maciço. Para a obra em estudo, está de acordo valores na faixa de 0,4 a 0,7.

As deformações da primeira fase da escavação estão na mesma ordem de grandeza das já medidas em campo pelos dois sistemas de instrumentação utilizados. Para a etapa posterior de escavação, o rebaixo, espera-se deslocamentos de 2 a 3 vezes maiores do que os ocorridos na primeira fase.

As tensões decorrentes da escavação e atuantes no sistema de sustentação (ilustradas no Apêndice 8), conduzem a um Fator de Segurança global da obra na faixa de 4 a 5, na condição final de relaxação do maciço, e ficando acima de 2 com os deslocamentos iniciais.

iv) O sistema de medição de deslocamento aperfeiçoado em um extenso trabalho de campo durante esta dissertação apresentou pontos positivos e negativos.

O principal fator negativo é quanto a operacionalização do mesmo, uma vez que para cada seção de medição é necessário um novo fio de aço. Em uma obra de grande dimensão, com várias seções de instrumentação, seriam necessários vários fios diferentes. Outro ponto negativo, assim como apresentam os demais aparelhos comerciais que utilizam fio ou fita de aço para medição de deslocamentos relativos entre duas bases, é a necessidade de interrupção do tráfego para se realizar a leitura, o que pode acarretar em pequenas alterações no tempo de ciclo do transporte de material proveniente da escavação.

Como fator positivo, cita-se a relação custo-precisão, uma vez que os sistema apresenta acurácia na ordem de décimo de milímetro, com necessidade de investimento muito inferior aos demais equipamentos comercialmente disponíveis no mercado para esta finalidade.

Devido as características relatadas acima, cabe dizer que este sistema é recomendável para situações específicas, como por exemplo, escavações mineiras com necessidade de monitoramento contínuo em ponto único, onde o sistema poderia ficar instalado e sendo monitorado continuamente, ou em

medição de deslocamentos longitudinais em túneis, uma vez que o sistema de fio permite um alcance de medição muito superior aos sistemas com fita.

v) Quanto ao concreto projetado utilizado no sistema de sustentação da escavação, a simulação numérica apresenta uma condição de superdimensionamento do sistema de sustentação, ao serem aplicados os 30 cm de concreto projetado. Entretanto, sabe-se que em túneis rodoviários prima-se também pelo fator estético, o que acarreta em um custo maior de construção.

9.2 Sugestões de estudos futuros

Com o objetivo de aprimorar as informações apresentadas neste estudo, sugere-se uma melhor investigação do campo tensional virgem no maciço rochoso. Mesmo sabendo que a tensão horizontal é baixa, a mesma pode estar atuando em uma direção que não seja exatamente horizontal, mas com algum ângulo de inclinação.

Quanto a instrumentação de campo, sugere-se que as leituras iniciais (leitura zero) de deformação sejam realizadas mais próximas da face, para acompanhar melhor o desempenho do maciço.

Além disto, devido o fato da obra citada no Estudo de Caso não ter sido concluída ainda, é importante acompanhar o monitoramento das deformações do maciço, a fim de validar a simulação numérica realizada para a futura condição de seção plena de escavação.

10 Referências

ARSLAN, U.; KRAJEWSKI, W.; RIPPER, P. Risk and damage prevention in shallow tunneling – case histories. In: INTERNATIONAL CONFERENCE/WORKSHOP & EXHIBITION ON TUNNELLING & UNDERGROUND SPACE USE. Istanbul: Istanbul Technical University, 2002. p. 159–179.

ASEF, M. R.; REDDISH, D. J.; LLOYD, P. W. Rock-support interaction analysis based on numerical modeling. Geotechnical and Geological Engineering SpringerLink v. 18, n. 1, p. 23-37, mar. 2000.

AFTES. Recommendations on the Convergence-Confinement method. N. 170. Association Française des Travaux en Souterran, 2002. 11p.

AFTES. Recommendations for the design of sprayed concrete for underground support. N. 164. Association Française des Travaux en Souterran, 2001. 35p.

ASSIS, A. P. Critical Overview on Tunnelling Methods. In: INTERNATIONAL CONFERENCE/WORKSHOP & EXHIBITION ON TUNNELLING & UNDERGROUND SPACE USE. Istambul, Turquia: Istanbul Technical University (ITÜ), 2002. p. 19–38.

BARTON, N.; GRIMSTAD, E. The Q-System following twenty years of application in NMT support selection. Felsbau Verlag v. 12, n 6, p. 428-436, 1994.

BIENIAWSKI, Z. T. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. New York, USA: John Wiley & Sons, 1989. 251p.

BRINKGREVE, R. B. J.; BROERE, W. Plaxis 3D Tunnel – Version 2. Netherlands: Plaxis B. V., 2004. 530p.

CARRANZA-TORRES, C.; FAIRHURST, C. Application of the Convergence-Confinement Method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 15, n. 2, p. 187-213, abr. 2000.

COSTA E SILVA, M. M. O Método das Curvas Características como instrumento de dimensionamento de túneis. Lisboa: Cegeo, IST, 2004.

EDELBRO, C. Rock Mass Strength: A review. Technical Report, 16. Lulea: Lulea University of Technology, 2003.

ETEL/ROMA. Etel – Estudos Técnicos LTDA/Roma – Estudos, Projetos e Supervisão LTDA. Relatório Parcial de Mapeamento Geológico-Geotécnico dos Túneis da Reversão. Documento interno. Abr. 2006.

FARIAS, M. M.; MORAES JÚNIOR, A. H.; ASSIS, A. P. Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations. Tunnelling and Underground Space Technology, v. 19, n. 3, p. 283–293, maio 2004.

FRANCIS, F. O.; ROCHA, H. C. Obras subterrâneas civis. In: GEOLOGIA DE ENGENHARIA. São Paulo: ABGE, 1998, p. 439–456.

GEOPROJETOS. Projeto do Túnel da Reversão - RS 486. Geoprojetos, 2004.

GOEL, R. K.; JETHWA, J. L.; DHAR, B. B. Effect of Tunnel Size on Support Pressure. Int. J. Rock. Mech. Sci. & Geomech. Elsevier v. 33, n. 7, p. 749-755, out. 1996.

GRIMSTAD, E; BARTON, N. Updating of the Q-system for NMT. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SPRAYED CONCRETE. Oslo: Norwegian Concrete Association, 1993, p. 46-66.

GUERREIRO, H. J. P. Exploração subterrânea de mármores – aspectos geotécnicos. Lisboa, 2002, 231 p. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

HANNA, T. H. Field Instrumentation in Geotechnical Engineering. Zellerfeld: Trans Tech, 1985, 843 p.

HOEK, E. Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock. Discussion # 3. 2004. Disponível em: <http://www.rocscience.com/hoek/DiscussionPapers.asp>, acesso em 24 nov. 2005.

HOEK, E. Practical Rock Engineering. 2000. Disponível em <http://www.rocscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp>, acesso em 07 jun. 2005.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Elsevier v. 34, n. 8, p. 1165-1186, dez. 1997.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Underground Excavations in Rock. Londres: Institution of Mining and Metallurgy, 1980, 527 p.

HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. 2002. Disponível em <http://www.rocscience.com/library/pdf/RL_1.pdf>, acesso em 20 abr. 2006.

HOEK, E.; DIEDERISCH, M. S. Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Elsevier v. 43, n. 2, p. 203-215, fev. 2006.

HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. Underground Excavations in Hard Rock. Roterman: A. A. Balkema, 1995. 215 p.

HOEK, E.; MARINOS, P.; BENISSI, M. Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Eng. Geol. Env. SpringerLink v. 57, n. 2, p. 151–160, set. 1998.

HUDSON, J.; HARRISON, J. Engineering rock mechanics: an introduction to the principles. Londres: Elsevier, 1997. 444p.

INFOPLEASE Enciclopédia Digital. Disponível em: <http://www.infoplease.com> acesso em 24 maio 2005.

ISHITANI, H. Análise Numérica de Estruturas: Método dos Elementos Finitos. Figueiredo Ferraz Consultoria de Projetos LTDA, 1978.

JAEGER, J. C. Rock mechanics and engineering. Londres: Cambridge, 1972. 147p.

JOHN, M.; CRIGHTON, G. S. Monitoring and interpreting of results of geotechnical measurements for NATM linings design for the Channel Tunnel. In: GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION IN PRACTICE : PURPOSE, PERFORMANCE AND INTERPRETATION. London: Thomas Telford, 1990, p. 517-534.

KONTOGIANNI, V., A.; STIROS, S. C. Predictions and observations of convergence in shallow tunnels: case histories in Greece. Engineering Geology SpringerLink v. 63, n, 3, p. 333–345, mar. 2002.

KARAKUS, M.; FOWELL, R. J. An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM). VII Regional Rock Mechanics Symposium. Sivas, Turquia, 2004.

KOVARI, K.; AMSTAD, C. Decision Making and Field Measurements in Tunnelling. Zurich: Federal Institute of Technology Zurich (ETHZ), 1979. 44 p.

KOVARI, K.; LUNARDI, P. On the Observational Method in Tunnelling. Publication 275/539. 2000. Disponível em: <www.igt.ethz.ch/dynDBpages/PublicationDisplay539.htm>

LEINZ, V.; AMARAL, S. E. Geologia Geral. 12 ed. rev. São Paulo: Nacional, 1995. 399 p.

LUNARDI, P. Projeto e construção de túneis segundo o método baseado nas análises das deformações controladas nas rochas e nos solos. Traduzido por Marcelo Pucci e Paolo Mosicci. São Paulo: ABMS, 1995. 32 p.

MANGOLIN FILHO, A. Um exemplo de análise de medidas de convergência no controle expedito do comportamento de túneis. In: ANAIS DO SIMPÓSIO SOBRE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS. Rio de Janeiro: ABGE, ENGEFER, 1982, v. 1., p. 643-657.

MIDÉA, N. F.; FERNANDES, A. C. C. Programa, Implantação e Análises Técnicas de instrumentação de túneis civis. In: ANAIS DO SIMPÓSIO SOBRE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS. Rio de Janeiro: ABGE, ENGEFER, 1982. v. 1, p. 551-585.

MIN, K.; JING, L. Numerical determination of the equivalent elastic compliance tensor for fractured rock masses using the distinct element method. Int. Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences Elsevier v.40, n. 6, p. 795–816, set. 2003.

MIURA, T.; YOSHIKAWA, N. K. Aferição no sistema de medidas de convergência. In: ANAIS DO SIMPÓSIO SOBRE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS. Rio de Janeiro: ABGE, ENGEFER, 1982, v. 1, pp. 717-727.

MONTOYA, C. A. H. Classificação geomecânica e simulação numérica de estruturas subterrâneas de barragens. Brasília, 2002. 223 p. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UnB.

NIEBLE, C. M.; SERMAN, C. Observação, instrumentação e interpretação da obra. In: ANAIS DO SIMPÓSIO SOBRE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS. Rio de Janeiro: ABGE, ENGEFER, 1982, v. 1, p. 509-529.

NUMMER, A. V. Parâmetros Geológico-Geotécnicos controladores dos movimentos de massa na Rota do Sol/RS 486 – Itati, RS. Porto Alegre, 2003. 241 p. Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS.

ORESTE, P. P. Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence-confinement approach. Tunnelling and Underground Space Technology Elsevier v. 18, n. 4, p. 347-363, ago. 2003.

ORESTE, P. P. Back-analysis techniques for the improvement of the understanding of rock in underground constructions. Tunnelling and Underground Space Technology Elsevier. 20, n. 1, p. 7-21, jan. 2005.

ORESTE, P. P.; PEILA, D. Modelling progressive hardening of shotcrete in convergence-confinement approach for tunnelling design. Tunnelling and Underground Space Technology Elsevier v. 12, n. 3, p. 425-431, jul. 1997.

PECCOLO, C. Verifica delle condizioni statiche della galleria di isolad'asti attraverso l'interpretazione delle misure di monitoraggio e back-analysis. Monitoraggio delle gallerie. Capitolo 2 della Tesi di Laurea. Disponível em: <http://staff.polito.it/pierpaolo.oreste/>. 2005.

POWELL, D.; THOMAS, A.; HILAR, M. The Role of Numerical Modelling in Tunnel Design. Tunnel Magazine Benjamin Media v. 12, n. 1, p. 25-28, 2004.

PROCHÁZKA, P. The BEM formulation of the Distinct Element Method. In: XXIV BOUNDARY ELEMENTS. Reino Unido: Witpress, 2002. ISBN 1-85312-914-3.

RABCEWICZ, L. V.; GOLSER, J. Principles dimensioning the support system for the new Austrian tunneling method. Water Power, p. 88-93, mar. 1973.

RABCEWICZ, L. V. O Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis. Tradução nº 6 da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, 1974.

ROCSCIENCE. Software RocLab versão 1.021. 2006. Disponível em: <http://www.rocscience.com>.

RUSSO, G.; KALAMARAS, G.; GRASSO, P. A discussion on the concepts of geomechanical classes, behavior categories and technical classes for an underground Project. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee Pàtron Editore n. 54, set. 1998.

RUSSO, G. *et al.* Reliability analysis of tunnel-support systems. In: 9TH INTERNATIONAL CONGRESS OF ROCK MECHANICS. Paris, 1999.

SAPIGNI, M.; LA BARBERA, G.; GHIROTTI, M. Engineering geological characterization and comparison of predicated and measured deformations of a cavern in the Italian Alps. Engineering Geology SpringerLink v. 69, n. 2, p. 47–62, abr. 2002.

SCHOLEY, J.; INGLE, D. G. Monitoring tunnel support by convergence measurement. In: GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION IN PRACTICE : PURPOSE, PERFORMANCE AND INTERPRETATION. London : Thomas Telford, 1990, p. 495-506.

SCHUBERT, W.; STEINDORFER, A.; BUTTON, A. Displacements Monitoring in Tunnels – an Overview. Felsbau Verlag v. 20, n. 3, p. 7-15, 2002.

SENRA, C., SILVA, H. L. P. Ferrovia do aço: aspectos técnicos da construção do T-07-17 (Tunelão). Rio de Janeiro: [s.n.], 1983. 269 p.

SHANG, Y. J. *et al.* Intelligent back analysis of displacement type analysis for tunneling. Tunnelling and Underground Space Technology Elsevier v. 17, n. 4, p. 381–389, out. 2002.

SILVEIRA, J. F. A. Método de análise dos dados obtidos na instrumentação de escavações subterrâneas. In: ANAIS DO SIMPÓSIO SOBRE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS. Rio de Janeiro: ABGE, ENGEFER, 1982, v. 1, p. 531-550.

SILVERTON, T. R.; THOMAS, A. H.; POWELL, D. B. Risk-Based Design using Numerical Modelling. Mott MacDonald Ltd, Croydon, UK. Disponível em:

<www.tunnels.mottmac.com/files/page/1614/Risk_Based_Design_using_Numerical_Modeling1.pdf> Acesso em: 07 mar 2006.

STAGG, K. G. Mecânica de rocas en la ingenieria practica. Madri: Blume, 1970. 398 p.

USACE. Tunnels and Shafts in Rock. Washington: U. S. Army Corps of Engineers, 1997, 236 p.

VELLOSO, D. A.; SANTA MARIA, P. E. L. L.; LOPES, F. R. Princípios e modelos básicos de análise. In: FUNDAÇÕES: TEORIA E PRÁTICA. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.

VOLKMANN, G. M.; BUTTON, E. A.; SCHUBERT, W. Influence of the Zero Reading Time and Position on Geodectical Measurements. In: GEOTECHNICAL MEASUREMENTS AND MODELLING. Rotterdam: Balkema, 2003. p. 101-104.

WAHLSTROM, E. E. Tunneling in Rock. Amsterdam: Elsevier, 1973, 250p.

APÊNDICE 1

Sistema RMR

A. Parâmetros de classificação e seus pesos							
Parâmetro	Valores						
A1. Resistência da rocha intacta							
Índice de carga puntiforme (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Para esse baixo nível é preferível σc		
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
Peso	15	12	7	4	2	1	0
A2. RQD %	90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Peso	20	17	13	8	3		
A3. Espaçamento das descontinuidades	<2m	0,6-2m	200-600 mm	60-200 mm	<60mm		
Peso	20	15	10	8	5		
A4. Condição das descontinuidades (ver E)	Superfície muito rugosa, descontínua, sem separação, rocha das paredes inalteradas.	Superfície ligeiramente rugosa separação <1mm, paredes Ligeiramente alteradas.	Superfície ligeiramente rugosa separação <1mm, paredes altamente alteradas	Superfície polida ou preenchimento com espessura <5mm ou separação 1-5 mm contínua.	Preenchimento mole com espessura >5mm separação >5mm contínua		
Peso	30	25	20	10	0		
A5. Água subterrânea							
Fluxo por 10m de comprimento de túnel (l/min)	nenhum	<10	10-25	25-125	>125		
Razão da pressão da água na descontinuidade e a tensão principal maior	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
Condições gerais	completamente seco	úmido	molhado	gotejante	fluxo		
Peso	15	10	7	4	0		

B. Ajuste dos pesos por orientação das descontinuidades						
Direção e orientação do mergulho		Muito favorável	Favorável	Regular	Desfavorável	Muito desfavorável
	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
Peso	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-15	-50	-60

C. Classes de maciço rochoso determinado do RMR					
RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Número da classe	I	II	III	IV	V
Descrição do maciço rochoso	Muito bom	bom	regular	ruim	muito ruim

D. Classe de maciço rochoso					
Número da classe	I	II	III	IV	V
Tempo médio de autosustentação	20 anos p/ um vão de 15 m	1 ano p/ um vão de 10 m	Uma semana p/ um vão de 5 m	10 h para um vão de 2,5 m	30 min p/ um vão de 1 m
Coesão do maciço rochoso (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100
Ângulo de atrito do maciço rochoso (φ°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

E. Guia para classificação das condições das descontinuidades					
Persistência da descontinuidade	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação	Nenhum	< 0,1 mm	0,1-1 mm	mm	>5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	muito rugosa	Rugoso	Ligeiramente Rugosa	lisa	polida
Peso	6	5	3	1	0
Preenchimento	Nenhum	Preenchimento duro < 5mm	Preenchimento duro > 5mm	Preenchimento mole < 5mm	Preenchimento mole > 5mm
Alteração	não alterada	Ligeiramente alterada	Moderadamente alterada	Altamente alterada	Decomposta
Peso	6	5	3	1	0

F. Efeito da orientação e mergulho da descontinuidade em túneis			
Direção perpendicular ao eixo do túnel		Direção paralela ao eixo do túnel	
Mergulho na direção da inclinação do túnel 45-90°	Mergulho na direção da inclinação do túnel 20-45°	Mergulho 45-90°	Mergulho 20-45°
Muito favorável	Favorável	Regular	Desfavorável
Mergulho na direção paralela a inclinação do túnel 20-45	Mergulho na direção paralela a inclinação do túnel 45-90°	Mergulho 0-20° independentemente da direção	
Regular	Desfavorável	Regular	

APÊNDICE 2

Sistema Q

ÍNDICE DE QUALIDADE DA ROCHA	RQD
A. Muito ruim	0 – 25
B. Ruim	25 – 50
C. Regular	50 – 75
D. Bom	75 – 90
E. Excelente	90 – 100

Notas:
(1) Onde RQD ≤ 10 (incluindo 0) um valor nominal de 10 será usado para avaliar Q
(2) Intervalos de RQD de 5 são considerados suficientemente precisos (ex.: 80, 85, 90).

FATOR DE Nº DE DESCONTINUIDADE	J_n
A. Rocha maciça ou com apenas algumas fraturas dispersas	0,5 - 1,0
B. Uma família de descontinuidades	2
C. Uma família de descontinuidades mais algumas fraturas dispersas	3
D. Duas famílias de descontinuidades	4
E. Duas famílias de descontinuidades mais algumas fraturas dispersas	6
F. Três famílias de descontinuidades	9
G. Três famílias de descontinuidades mais algumas fraturas dispersas	12
H. Quatro ou mais famílias de descontinuidades dispersas, muito próximas	15
I. Rocha decomposta, com comportamento de solo	20

Notas:
(1) Para intersecções usar 3,0 x J_n
(2) Para emboques usar 2,0 x J_n

FATOR DE RUGOSIDADE DAS DESCONTINUIDADES	J_r
(a) *Contato entre as paredes da descontinuidade e Contato entre as paredes da descontinuidade com deslocamento relativo < 10 cm*	
A. Juntas descontínuas	4
B. Rugosas ou irregulares, ondulantes	3
C. Pouco rugosas, ondulantes	2
D. Polidas, ondulantes	1,5
E. Rugosas ou irregulares, planas	1,5
F. Pouco rugosas, planas	1,0
G. Polidas, planas	0,5
(b) *Falta de contato entre as paredes da descontinuidade, após deslocamento relativo*	
H. Zona com minerais argilosos suficientemente espessa para impedir contato entre as paredes das descontinuidades	1,0
I. Zona com areia, cascalho ou material fragmentado, suficientemente espessa para impedir o contato entre as paredes das descontinuidades	1,0

Notas:
(1) As descrições referem-se a características de pequena escala e escala intermediária, por essa ordem; (A a G);
(2) Adicionar 1,0 se o espaçamento médio da descontinuidade representativa for maior que 3 m;

(3) J_r = 0,5 pode ser usado no caso de descontinuidades polidas e planas orientadas na direção da resistência mínima.

FATOR DE REDUÇÃO HIDRÁULICA	Jw	P_w (MPa)
A. Escavações a seco, ou mínimo influxo de água, isto é, < 5 L/min, localmente	1	< 0,1
B. Afluência ou pressão média, lavagem dos preenchimentos, ocasionalmente	0,66	0,1 - 0,25
C. Afluência elevada ou pressão elevada em rocha competente com fraturas sem preenchimentos	0,5	0,25 - 1
D. Afluência elevado ou pressão elevado com lavagens consideráveis dos preenchimentos	0,33	0,25 - 1
E. Afluência excepcionalmente elevada (jatos), decaindo com o tempo	0,2 - 0,1	> 1
F. Afluência excepcionalmente elevada (jatos), sem diminuição com o tempo	0,1 - 0,05	> 1

Notas:

(1) Os valores de C a F são estimativas grosseiras. Se forem instaladas medidas de drenagem, aumentar J_w;

(2) Não foram considerados problemas específicos causados pela formação de gelo.

FATOR DE ALTERAÇÃO DA DESCONTINUIDADE	J_a	$Ø_r$
(a) *Contato entre as paredes das descontinuidades*		
A. Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis (quartzo ou epidoto)	0,75	-
B. Paredes sem alteração, somente ligeira coloração	1	25 - 35°
C. Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e de rochas desintegradas sem argila	2	25 - 30°
D. Paredes com películas siltosas ou areno-argilosas e pequena quantidade de argila	3	20 - 25°
E. Paredes com películas de materiais moles ou de pequeno ângulo de atrito (caolinita ou mica). Também clorita, talco, gesso, grafite, e pequenas quantidades de argilas expansivas	4	8 - 16°
(b) *Contato entre as paredes das descontinuidades com deslocamento relativo< 10 cm*		
F. Paredes com partículas de areia, rocha desintegrada sem argila	4	25 - 30°
G. Fraturas com preenchimento argiloso muito consolidado (contínuo, espessura< 5 mm)	6	16 - 24°
H. Fraturas com preenchimento argiloso com média a baixa consolidação (contínuo, espessura < 5 mm)	8	12 - 16°
J. Fraturas com preenchimento argiloso expansivo, por exemplo, montmorilonita (contínuo, espessura <5mm). O valor de J_a depende da percentagem de argila expansiva, do acesso à água, etc	8 - 12	6 - 12°
(c) *Não há contato entre as paredes das descontinuidades, com deslocamento relativo*		
K. Zonas ou faixas com rocha desintegrada ou fraturada e argila (ver G, H, J para condições do material argiloso)	6, 8 ou 8 - 12	6 - 24°
L. Zonas ou faixas siltosas ou areno argilosas com pequenas quantidades de argila	5	-
M. Zonas ou faixas espessas e contínuas de argila (ver G, H, J para condições do material argiloso)	10, 13 ou 13 - 20	6 - 24°

Nota:

(1) Os valores de $Ø_r$, ângulo de atrito residual, são entendidos como um indicativo das propriedades mineralógicas dos produtos de alteração.

FATOR SRF (Stress Reduction Factor)			SRF
(a) *Zonas fracas intersectadas pela escavação que poderão causar perda de maciço rochoso quando o túnel for escavado*			
A. Ocorrência de múltiplas zonas fracas, contendo argila ou rocha decomposta (quimicamente); rocha envolvente muito solta (qualquer profundidade)			10
B. Zona fraca única contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidade de escavação ≤50m)			5
C. Zona fraca única contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidade de escavação >50m)			2,5
D. Zonas de corte múltiplo em rocha competente (sem argila), rocha envolvente solta (qualquer profundidade)			7,5
E. Zona de corte única em rocha competente e sem argila (profundidade de escavação ≤50 m)			5
F. Zona de corte única em rocha competente e sem argila (profundidade de escavação >50 m)			2,5
G. Fraturas abertas, muito próximas, tipo "cubo de açúcar" (qualquer profundidade)			5
(b) *Rocha competente, problemas de tensão*	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	
H. Baixa tensão; próximo da superfície	> 200	> 13	2,5
J. Tensão média	200 - 10	13 – 0,66	1
K. Tensão elevada, estrutura muito compacta, usualmente favorável à estabilidade, poderá ser desfavorável à estabilidade das paredes	10 – 5	0,66 – 0,33	0,5 - 2
L. Explosão de rocha suave	5 – 2,5	0,33 – 0,16	5 - 10
(c) *Rocha compressível; fluência plástica de rocha branda sob a influência de elevada pressão rochosa*			
M. Explosão de rocha severa			10 - 20
N. Suave compressão na rocha			*5 - 10
(d) *Rocha expansiva, dependente da presença de água*			
O. Severa compressão na rocha			* 10 - 20
P. Suave expansibilidade na rocha			*5 - 10
R. Severa expansibilidade na rocha			* 10 - 15

Notas:

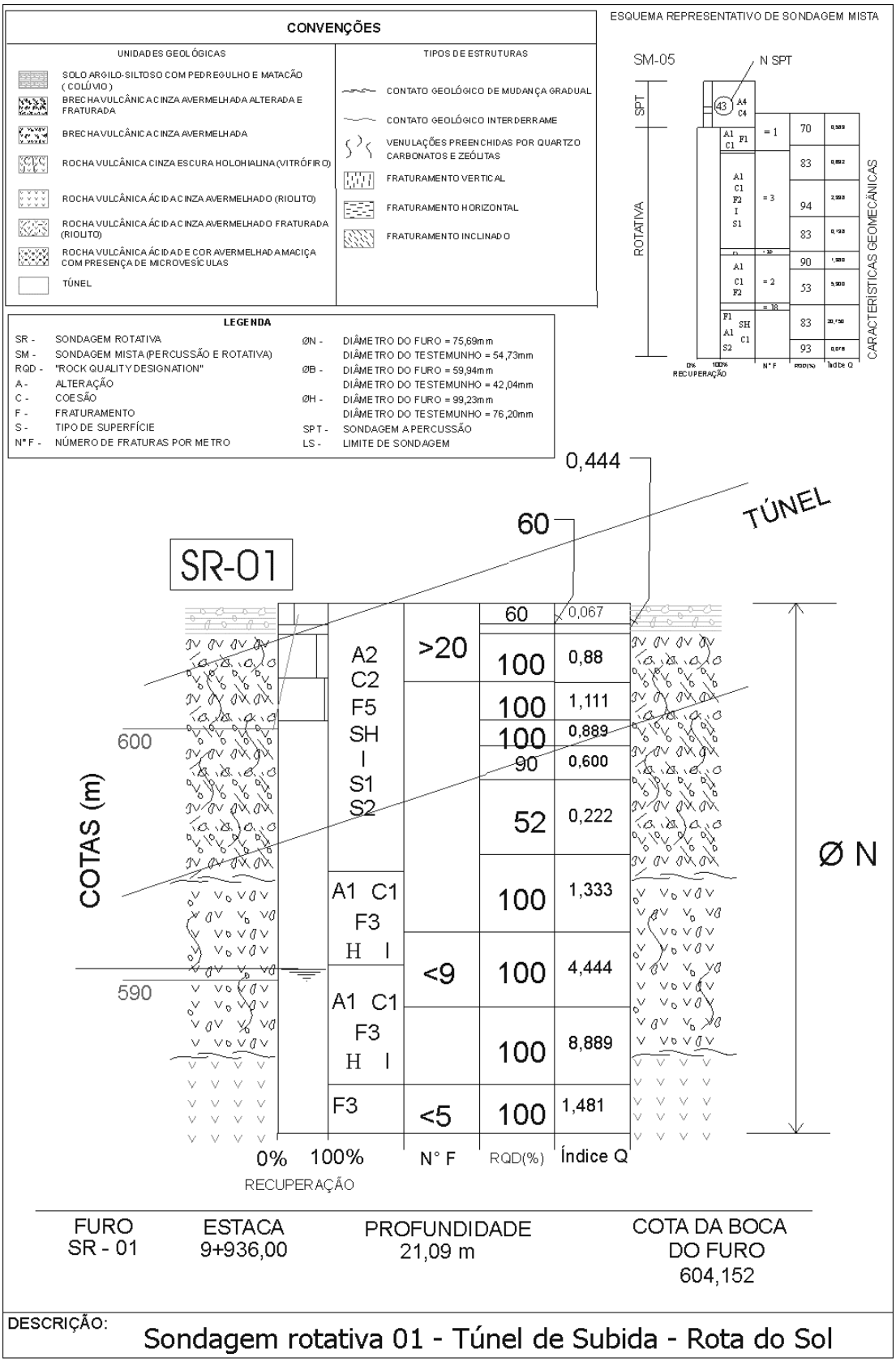
(1) De A a G, reduzir os valores de SRF de 25 a 50% se as zonas de corte só influenciarem mas não interceptarem a escavação;

(2) De H a L, para um campo de tensões *in-situ* fortemente anisotrópico (caso medido) quando $5<\sigma_1/\sigma_3\leq10$, reduzir σc e σt para $0{,}8\sigma_c$ e $0{,}8\ \sigma_t$. Quando $\sigma_1/\sigma_3>10$, reduzir σ_c e σ_t para $0{,}6\sigma_c$ e $0{,}6\sigma_t$, onde σ_c corresponde à tensão de compressão não confinada e $\square_t$ à resistência à tração (ensaio puntiforme), e σ_1 e σ_3 tensões principais maior e menor, respectivamente;

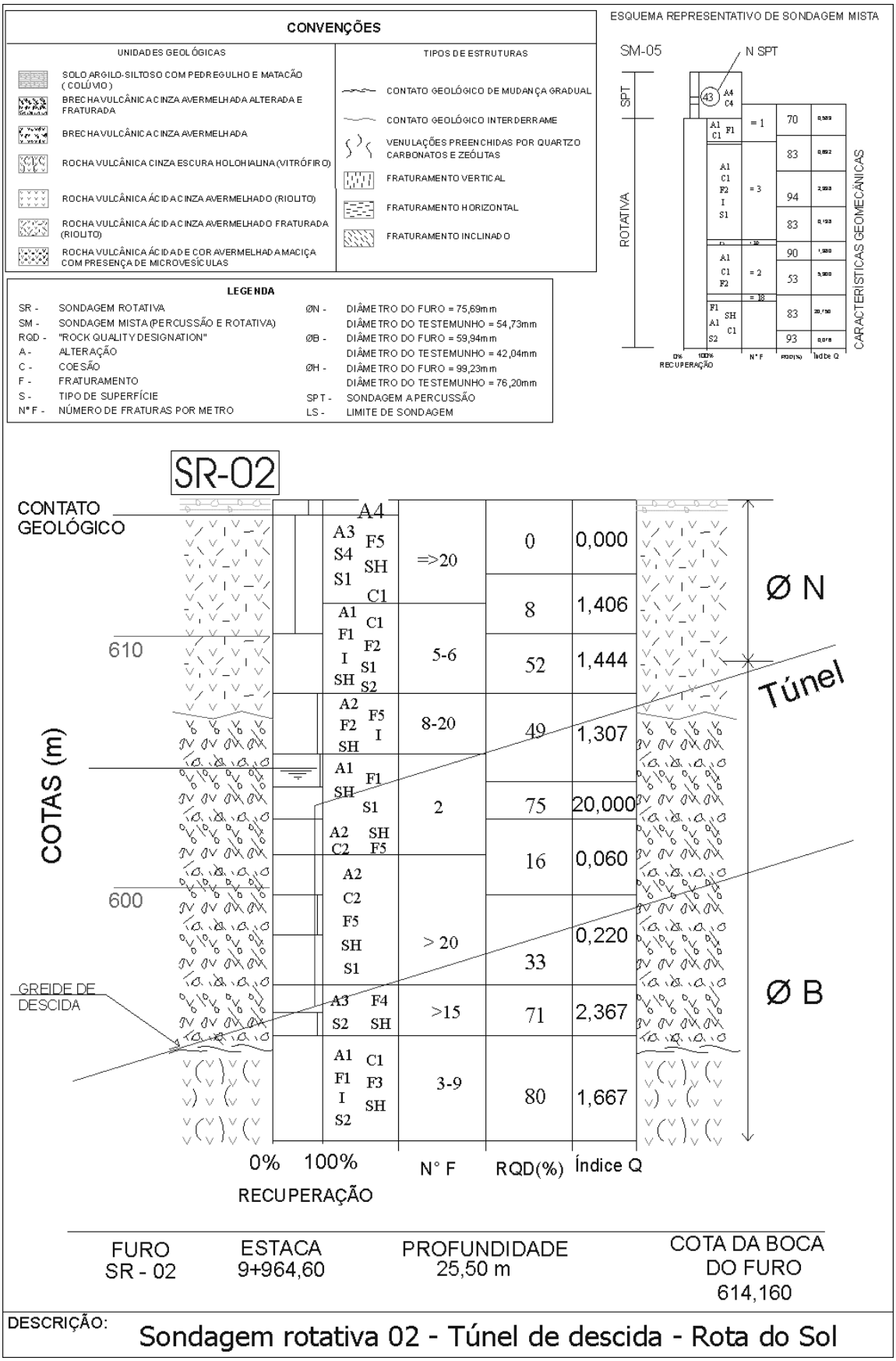
(3) Existem poucos casos disponíveis, onde a profundidade do teto abaixo da superfície é menor do que a largura do vão. Nestes casos, sugere-se que SRF seja aumentado de 2,5 para 5 (ver H).

APÊNDICE 3

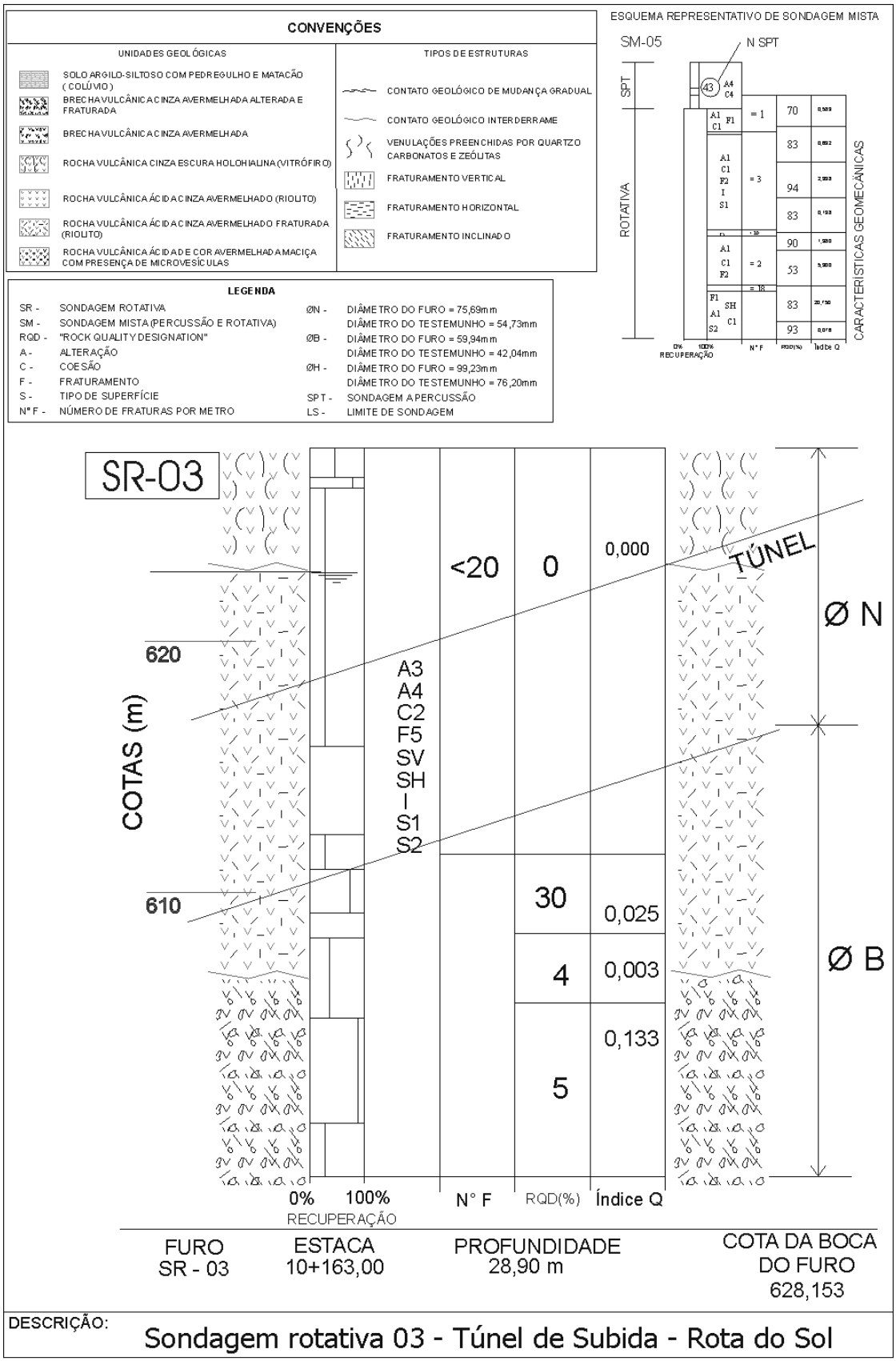
Sondagem Rotativa 01



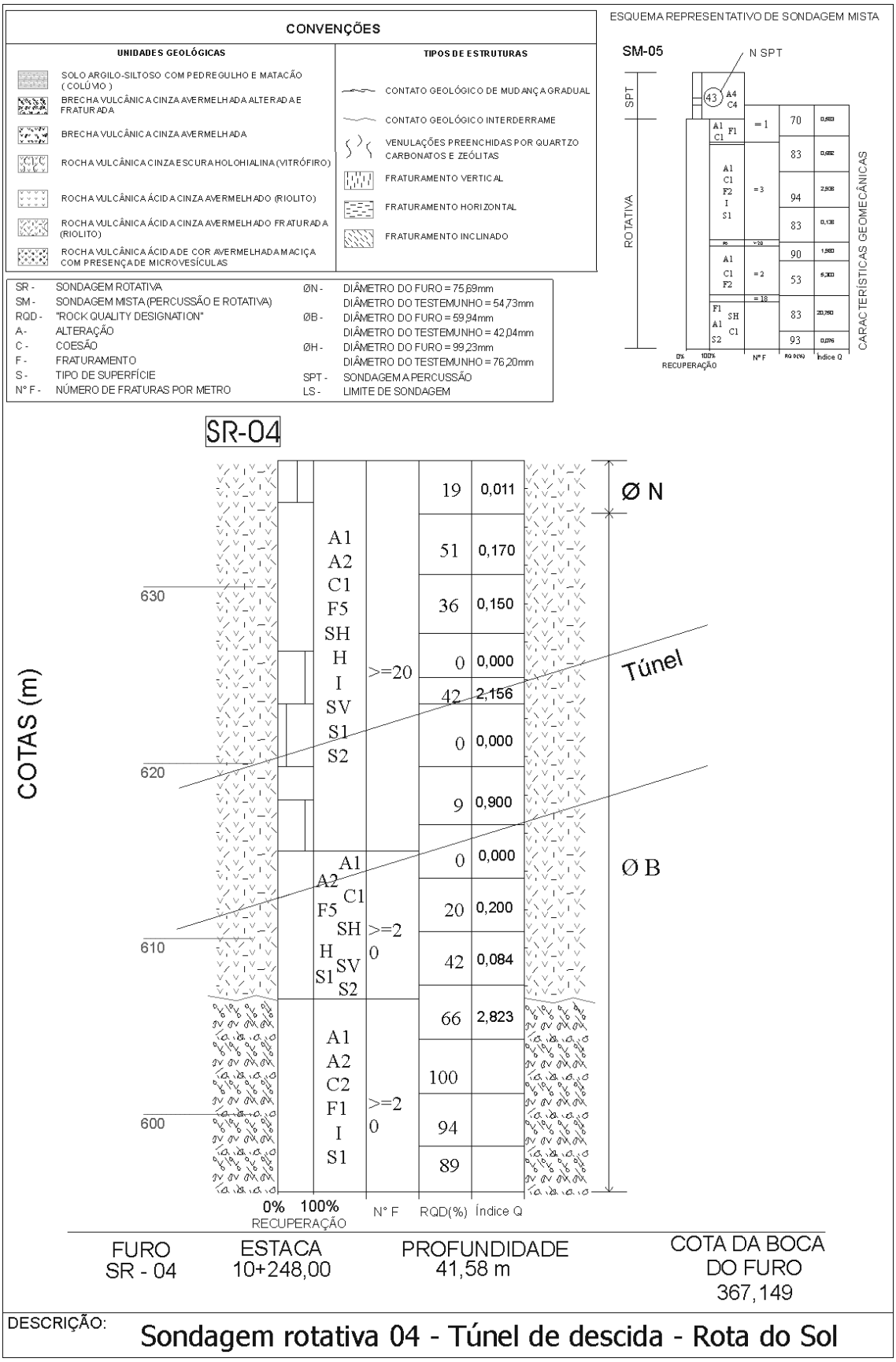
Sondagem Rotativa 02



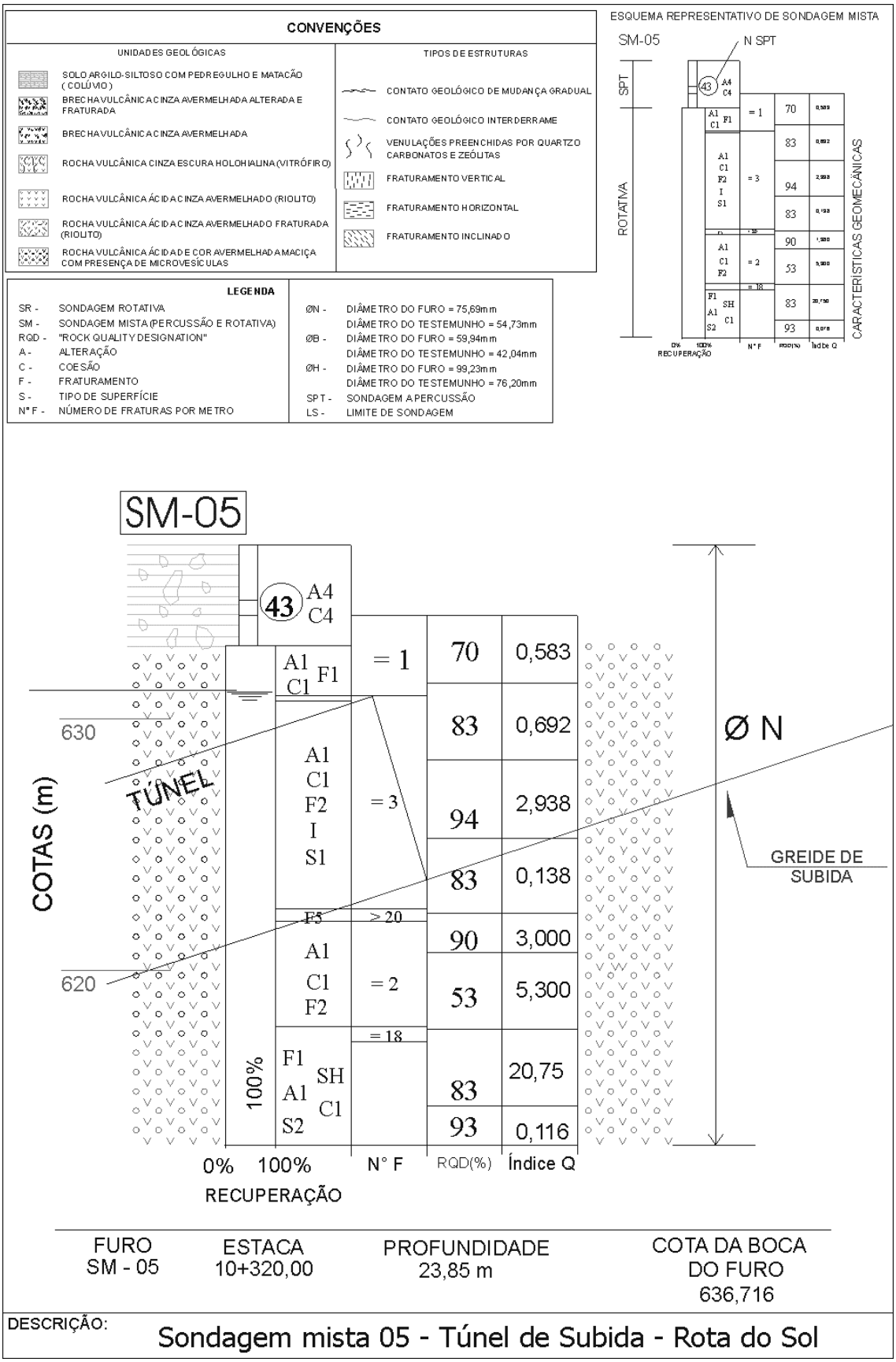
Sondagem Rotativa 03



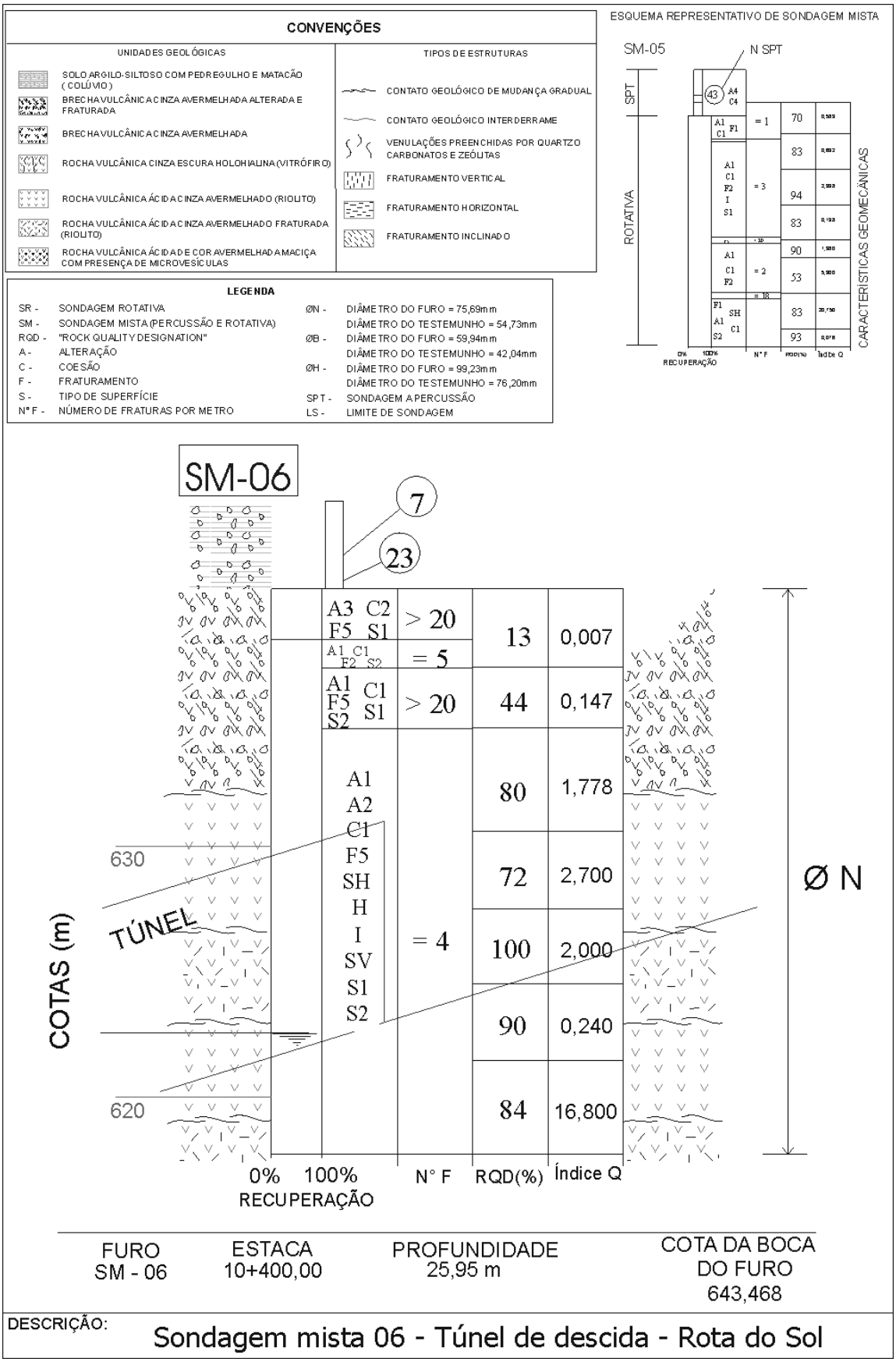
Sondagem Rotativa 04



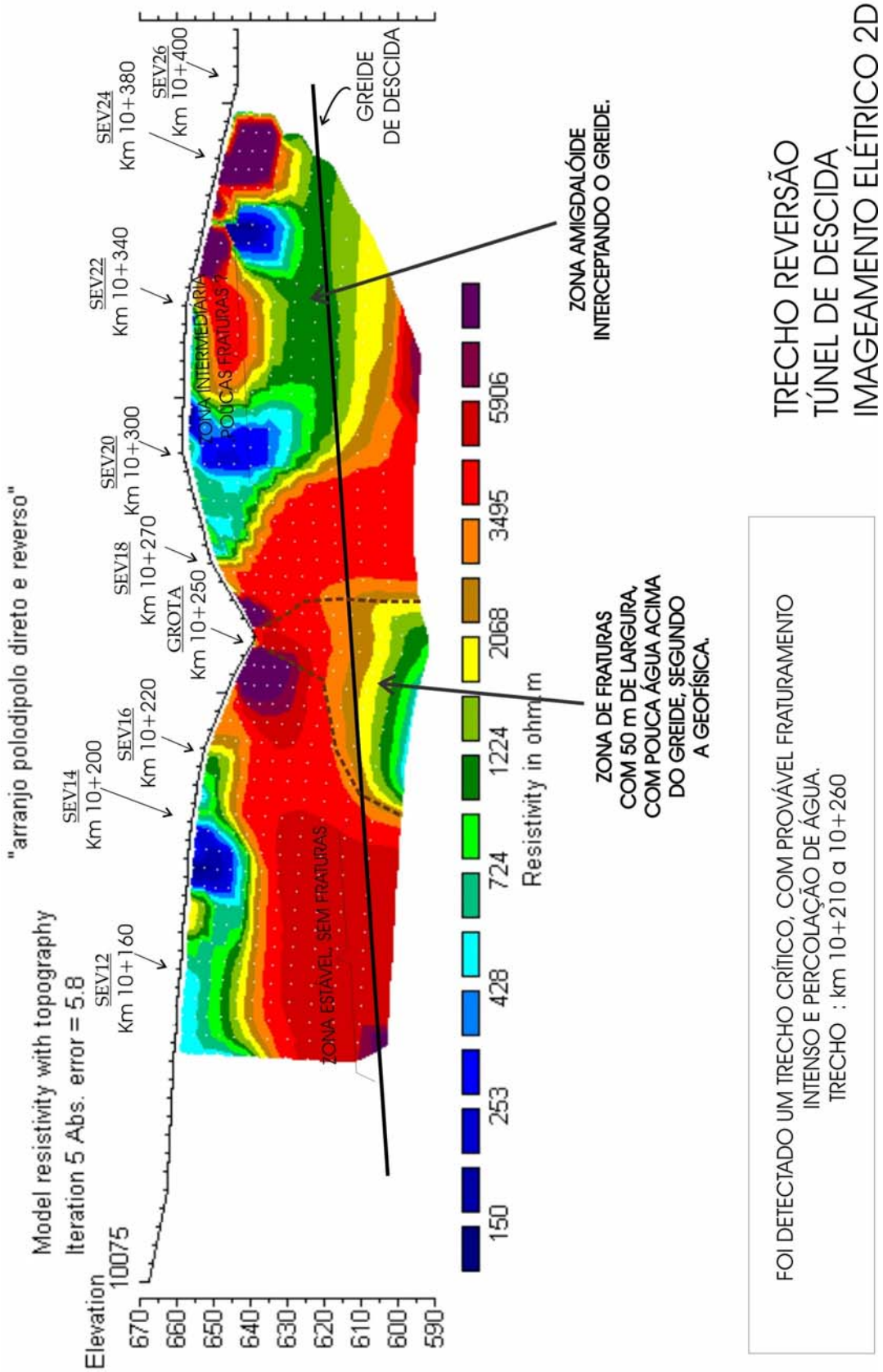
Sondagem Mista 06



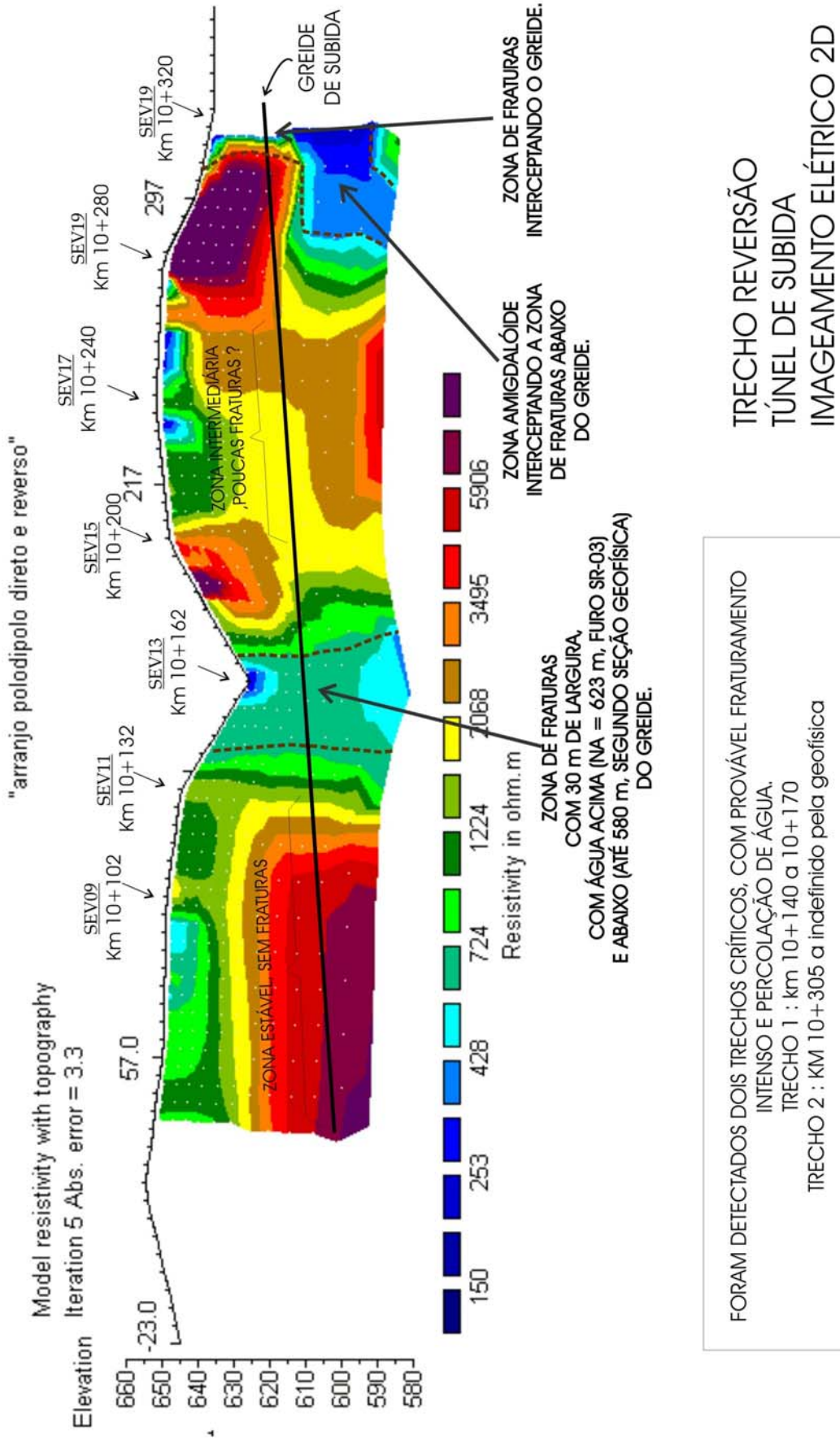
Sondagem Mista 06



Sondagens elétricas Túnel de Descida



Sondagens elétricas Túnel de Subida



APÊNDICE 4

Ensaios da qualidade da rocha

- Point Load

Ensaio	Corpo de Prova	Tipo	Diâmetro (cm)	W1 (cm)	W2 (cm)	D (altura - cm)	W médio	De2 (cm2)	Pressão (kgf/cm2)	Is (P/De2)	F (De/50)	Is50 (F*Is)	C (tabela)	Resist Compres
Riolito	RS PL 05	diametral	5,40			7,20	0,00	5,40	105,00	3,60	1,04	3,73	24,00	89,47
Riolito	RS PL 06	diametral	5,40			4,70	0,00	5,40	62,50	2,14	1,04	2,22	24,00	53,25
Riolito	RS PL 07	diametral	5,40			7,40	0,00	5,40	110,00	3,77	1,04	3,91	24,00	93,73
Riolito	RS PL 08	diametral	5,40			4,80	0,00	5,40	67,50	2,31	1,04	2,40	24,00	57,51
Riolito	10	diametral		5,00	5,50	5,50	5,25	6,06	205,00	5,58	1,09	6,08	24,00	145,95
Riolito	11	diametral		6,00	6,00	4,50	6,00	5,86	155,00	4,51	1,07	4,84	24,00	116,25
Riolito	12	diametral		5,90	6,00	5,20	5,95	6,28	210,00	5,33	1,11	5,90	24,00	141,72
Riolito	13	diametral		5,40	5,50	4,00	5,45	5,27	105,00	3,78	1,02	3,87	24,00	92,95
Riolito	14	diametral		4,60	4,60	3,20	4,60	4,33	105,00	5,60	0,94	5,25	24,00	126,01
									Médias		**4,07**	**1,04**	**4,24**	**101,87**

- Compressão Uniaxial

Amostra	Altura (h)	Razão (h/D)	Deformação mm	Deformação %	Módulo GPa	Tensão de Ruptura (kgf)	UCS (MPa)	UCS (MPa) h/D=2	Observações
SM-6	0,0958	1,73	1,49	1,555	56,41	21564,00	89,46	87,74	Riolito
SM-5	0,0958	1,73	1,35	1,409	56,00	19393,60	80,45	78,91	Riolito
Brecha A	0,1400	2,53	0,87	0,620	90,15	13121,60	54,43	55,89	Brecha
Brecha B	0,1177	2,12	0,90	0,765	88,77	16242,99	67,38	67,88	Brecha
RSTRI-I	0,0875	1,57	1,15	1,317	48,90	16047,64	66,57	64,43	Riolito
RS-U-6	0,1000	1,80	0,94	0,941	80,08	18404,42	76,35	75,33	Riolito
RS-U-7	0,1103	1,98	1,38	1,252	74,33	22452,12	93,14	93,09	Riolito
RS-U-8	0,0828	1,49	1,31	1,583	68,96	27420,57	113,75	109,14	Riolito
RS-U-9	0,0666	1,20	1,48	2,215	40,37	23340,10	96,83	89,41	Riolito

RS-01-TCi			83,95	Amostra retangular
RS-02-TCi			73,18	Amostra retangular
Média	19776,34	82,04	**79,91**	

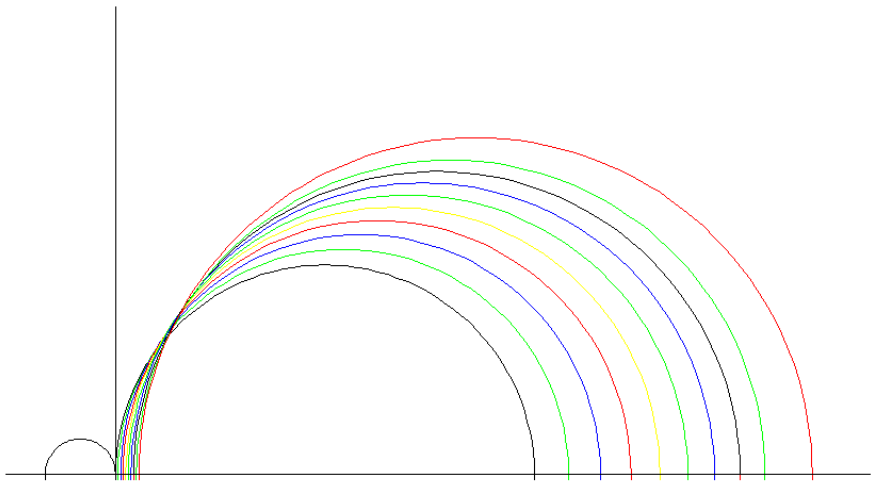
- Resistência a tração (ensaio Brasileiro)

Amostra	Espessura(h) (m)	Razão (h/D)	Tempo (s)	Razão Tensão/Tempo	Modo de Ruptura	Tensão de Ruptura (bar)	Resistência Tração (MPa)
RS-TR01	0,035	0,66	3	4,56	diametral	13,676	-14,17
RS-TR02	0,038	0,72	3	5,00	diametral	14,999	-14,11
RS-TR03	0,037	0,70	3	3,97	diametral	11,910	-11,94
Média						13,53	**-13,41**

- Envoltória de Mohr-Coulomb, baseada em Hoek & Brown, 1997.

σ_{ci} = 79,91 MPa

σ´ 3	σ´ 1
0	79,91
0,5	86,43
1	92,56
1,5	98,36
2	103,89
2,5	109,18
3	114,26
3,5	119,16
4	123,9
5	132,96



APÊNDICE 5

Parâmetros mecânicos do maciço – tabelas completas

Túnel de Subida

SUBIDA	Q	Q'	σ_{ci} (MPa)	GSI	mi	a	s	mb	Em (GPa)	Ø'	c' (MPa)
parede esquerda	0,73	0,73	79,91	41	25	0,51	0,00039	1,5179	4,03	57,64	0,34
	0,70	0,70	79,91	41	25	0,51	0,00037	1,4909	3,95	57,51	0,34
	0,55	0,55	79,91	39	25	0,51	0,00028	1,3445	3,48	56,73	0,32
	2,50	2,50	79,91	52	25	0,50	0,00172	2,5726	7,63	61,05	0,48
	2,50	2,50	79,91	52	25	0,50	0,00172	2,5726	7,63	61,05	0,48
	3,80	3,80	79,91	56	25	0,50	0,00284	3,0782	9,48	62,02	0,56
	3,80	3,80	79,91	56	25	0,50	0,00284	3,0782	9,48	62,02	0,56
	3,80	3,80	79,91	56	25	0,50	0,00284	3,0782	9,48	62,02	0,56
	3,80	3,80	79,91	56	25	0,50	0,00284	3,0782	9,48	62,02	0,56
	2,50	2,50	79,91	52	25	0,50	0,00172	2,5726	7,63	61,05	0,48
	1,00	1,00	79,91	44	25	0,51	0,00057	1,7371	4,75	58,59	0,37
abóbada esquerda	0,75	0,75	79,91	41	25	0,51	0,00040	1,5356	4,09	57,72	0,34
	0,50	0,50	79,91	38	25	0,51	0,00025	1,2907	3,31	56,42	0,31
	0,35	0,35	79,91	35	25	0,52	0,00016	1,1077	2,76	55,17	0,28
	0,10	0,10	79,91	23	25	0,54	0,00004	0,6475	1,44	49,86	0,20
	0,41	0,41	79,91	36	25	0,51	0,00020	1,1854	2,99	55,74	0,29
	0,80	0,80	79,91	42	25	0,51	0,00044	1,5787	4,23	57,92	0,35
	1,25	1,25	79,91	46	25	0,51	0,00075	1,9114	5,33	59,23	0,39
	4,40	4,40	79,91	57	25	0,50	0,00338	3,2778	10,23	62,33	0,59
	4,40	4,40	79,91	57	25	0,50	0,00338	3,2778	10,23	62,33	0,59
	4,00	4,00	79,91	56	25	0,50	0,00302	3,1466	9,73	62,13	0,57
	4,50	4,50	79,91	58	25	0,50	0,00348	3,3096	10,35	62,38	0,59
	4,00	4,00	79,91	56	25	0,50	0,00302	3,1466	9,73	62,13	0,57
	3,00	3,00	79,91	54	25	0,50	0,00214	2,7816	8,39	61,48	0,51
	3,00	3,00	79,91	54	25	0,50	0,00214	2,7816	8,39	61,48	0,51
	1,50	1,50	79,91	48	25	0,51	0,00093	2,0668	5,86	59,73	0,41
abóbada direita	0,75	0,75	79,91	41	25	0,51	0,00040	1,5356	4,09	57,72	0,34
	0,50	0,50	79,91	38	25	0,51	0,00025	1,2907	3,31	56,42	0,31
	0,50	0,50	79,91	38	25	0,51	0,00025	1,2907	3,31	56,42	0,31
	0,16	0,16	79,91	28	25	0,53	0,00006	0,7920	1,84	52,06	0,23
	0,41	0,41	79,91	36	25	0,51	0,00020	1,1854	2,99	55,74	0,29
	2,25	2,25	79,91	51	25	0,51	0,00151	2,4590	7,22	60,79	0,47
	0,50	0,50	79,91	38	25	0,51	0,00025	1,2907	3,31	56,42	0,31
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,30	8,30	79,91	63	25	0,50	0,00725	4,3024	14,21	63,55	0,76
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,50	8,50	79,91	63	25	0,50	0,00746	4,3465	14,38	63,60	0,77
	2,00	2,00	79,91	50	25	0,51	0,00131	2,3379	6,80	60,49	0,45

	2,00	2,00	79,91	50	25	0,51	0,00131	2,3379	6,80	60,49	0,45
	1,50	1,50	79,91	48	25	0,51	0,00093	2,0668	5,86	59,73	0,41
	0,75	0,75	79,91	41	25	0,51	0,00040	1,5356	4,09	57,72	0,34
	0,75	0,75	79,91	41	25	0,51	0,00040	1,5356	4,09	57,72	0,34
	0,75	0,75	79,91	41	25	0,51	0,00040	1,5356	4,09	57,72	0,34
	0,16	0,16	79,91	28	25	0,53	0,00006	0,7920	1,84	52,06	0,23
	0,80	0,80	79,91	42	25	0,51	0,00044	1,5787	4,23	57,92	0,35
	6,25	6,25	79,91	60	25	0,50	0,00516	3,8099	12,27	63,04	0,68
	0,60	0,60	79,91	39	25	0,51	0,00031	1,3955	3,64	57,02	0,32
	1,25	1,25	79,91	46	25	0,51	0,00075	1,9114	5,33	59,23	0,39
	1,20	1,20	79,91	46	25	0,51	0,00071	1,8783	5,22	59,12	0,39
parede direita	7,00	7,00	79,91	62	25	0,50	0,00591	3,9995	13,01	63,25	0,71
	7,50	7,50	79,91	62	25	0,50	0,00642	4,1195	13,48	63,38	0,73
	3,80	3,80	79,91	56	25	0,50	0,00284	3,0782	9,48	62,02	0,56
	1,50	1,50	79,91	48	25	0,51	0,00093	2,0668	5,86	59,73	0,41
	2,00	2,00	79,91	50	25	0,51	0,00131	2,3379	6,80	60,49	0,45
	1,50	1,50	79,91	48	25	0,51	0,00093	2,0668	5,86	59,73	0,41
	1,25	1,25	79,91	46	25	0,51	0,00075	1,9114	5,33	59,23	0,39
	1,25	1,25	79,91	46	25	0,51	0,00075	1,9114	5,33	59,23	0,39
	1,25	1,25	79,91	46	25	0,51	0,00075	1,9114	5,33	59,23	0,39
	0,16	0,16	79,91	28	25	0,53	0,00006	0,7920	1,84	52,06	0,23

Fator perturbação (D) =	0,5
γ	0,027
H	40

Túnel de Descida

DESCIDA	Q	Q'	σ_{ci} (MPa)	GSI	m_i	a	s	m_b	E_m (GPa)	Ø'	c' (MPa)
parede esquerda	17,50	17,50	79,91	70	25	0,50	0,01774	5,9231	20,91	64,65	1,10
	12,50	12,50	79,91	67	25	0,50	0,01185	5,1277	17,57	64,21	0,93
	14,80	14,80	79,91	68	25	0,50	0,01451	5,5127	19,17	64,44	1,01
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	6,60	6,60	79,91	61	25	0,50	0,00550	3,8999	12,62	63,14	0,69
	5,50	5,50	79,91	59	25	0,50	0,00442	3,6068	11,48	62,79	0,64
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	5,50	5,50	79,91	59	25	0,50	0,00442	3,6068	11,48	62,79	0,64
	5,50	5,50	79,91	59	25	0,50	0,00442	3,6068	11,48	62,79	0,64
	12,50	12,50	79,91	67	25	0,50	0,01185	5,1277	17,57	64,21	0,93
abóbada esquerda	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	5,50	5,50	79,91	59	25	0,50	0,00442	3,6068	11,48	62,79	0,64
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	21,60	21,60	79,91	72	25	0,50	0,02284	6,4823	23,32	64,89	1,24
	24,00	24,00	79,91	73	25	0,50	0,02591	6,7817	24,63	65,00	1,31
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	30,00	30,00	79,91	75	25	0,50	0,03387	7,4623	27,65	65,19	1,49
	24,00	24,00	79,91	73	25	0,50	0,02591	6,7817	24,63	65,00	1,31
	24,00	24,00	79,91	73	25	0,50	0,02591	6,7817	24,63	65,00	1,31
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	21,60	21,60	79,91	72	25	0,50	0,02284	6,4823	23,32	64,89	1,24
	17,50	17,50	79,91	70	25	0,50	0,01774	5,9231	20,91	64,65	1,10
	17,50	17,50	79,91	70	25	0,50	0,01774	5,9231	20,91	64,65	1,10
abóbada direita	12,00	12,00	79,91	66	25	0,50	0,01128	5,0388	17,20	64,15	0,91
	12,00	12,00	79,91	66	25	0,50	0,01128	5,0388	17,20	64,15	0,91
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	21,60	21,60	79,91	72	25	0,50	0,02284	6,4823	23,32	64,89	1,24
	22,00	22,00	79,91	72	25	0,50	0,02334	6,5335	23,54	64,91	1,25
	21,00	21,00	79,91	71	25	0,50	0,02208	6,4045	22,98	64,86	1,22
	35,00	35,00	79,91	76	25	0,50	0,04075	7,9720	29,94	65,30	1,63
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	20,00	20,00	79,91	71	25	0,50	0,02082	6,2720	22,41	64,81	1,19
	21,60	21,60	79,91	72	25	0,50	0,02284	6,4823	23,32	64,89	1,24
	17,50	17,50	79,91	70	25	0,50	0,01774	5,9231	20,91	64,65	1,10

	17,50	17,50	79,91	70	25	0,50	0,01774	5,9231	20,91	64,65	1,10
	12,00	12,00	79,91	66	25	0,50	0,01128	5,0388	17,20	64,15	0,91
	12,00	12,00	79,91	66	25	0,50	0,01128	5,0388	17,20	64,15	0,91
	12,50	12,50	79,91	67	25	0,50	0,01185	5,1277	17,57	64,21	0,93
	11,10	11,10	79,91	66	25	0,50	0,01027	4,8732	16,52	64,03	0,88
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	3,60	3,60	79,91	56	25	0,50	0,00266	3,0077	9,22	61,90	0,55
	11,10	11,10	79,91	66	25	0,50	0,01027	4,8732	16,52	64,03	0,88
parede direita	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	5,50	5,50	79,91	59	25	0,50	0,00442	3,6068	11,48	62,79	0,64
	5,50	5,50	79,91	59	25	0,50	0,00442	3,6068	11,48	62,79	0,64
	11,10	11,10	79,91	66	25	0,50	0,01027	4,8732	16,52	64,03	0,88
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78
	8,80	8,80	79,91	64	25	0,50	0,00777	4,4116	14,64	63,65	0,78

Fator perturbação (D) =	0,5
γ	0,027
H	40

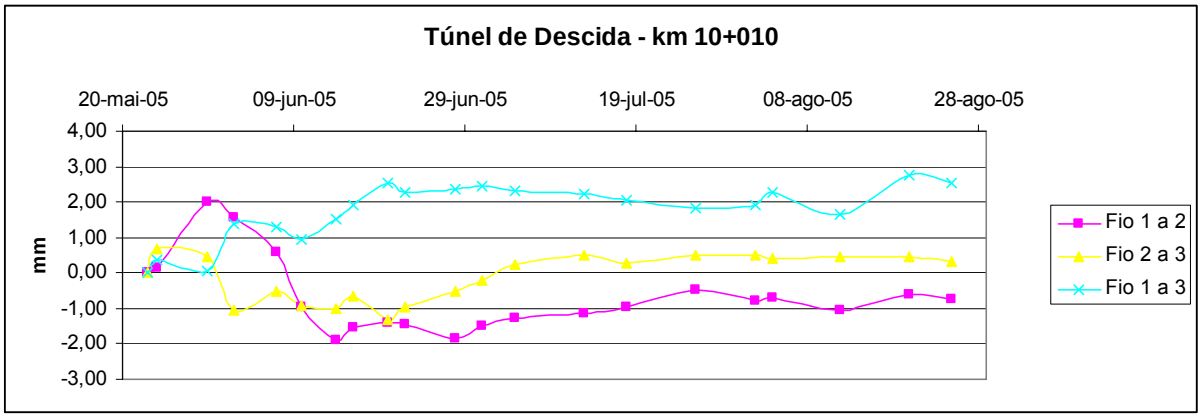
APÊNDICE 6

Dados de instrumentação (deslocamentos) obtidos por meio do extensômetro do tipo IPT.

Convenção:
(-) Convergência
(+) Divergência

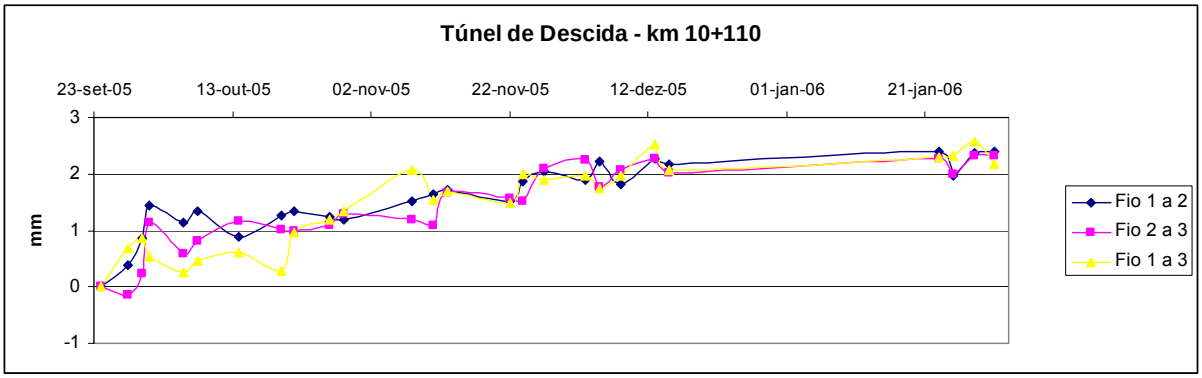
Túnel de Descida km 10+010

Data	Dist. Frente (m)	FIOS 1 a 2 Deslocamento acumulado (mm)	2 a 3 Deslocamento acumulado (mm)	1 a 3 Deslocamento acumulado (mm)
23-mai-05	25,5	0,00	0,00	0,00
24-mai-05	25,5	0,15	0,66	0,35
30-mai-05	25,5	2,02	0,44	0,07
02-jun-05	25,5	1,55	-1,04	1,40
07-jun-05	34,7	0,60	-0,53	1,28
10-jun-05	34,7	-0,94	-0,90	0,93
14-jun-05	40,2	-1,90	-1,01	1,54
16-jun-05	45,8	-1,54	-0,63	1,90
20-jun-05	45,8	-1,40	-1,30	2,56
22-jun-05	50,1	-1,46	-0,96	2,29
28-jun-05	55,2	-1,87	-0,50	2,34
01-jul-05	58,5	-1,51	-0,23	2,43
05-jul-05	61,5	-1,29	0,24	2,32
13-jul-05	69,7	-1,15	0,49	2,22
18-jul-05	73,6	-0,97	0,29	2,03
26-jul-05	82,4	-0,49	0,48	1,84
02-ago-05	91,8	-0,79	0,48	1,92
04-ago-02	96,7	-0,70	0,40	2,26
12-ago-05	104,5	-1,04	0,46	1,67
20-ago-05	112,8	-0,59	0,46	2,78
25-ago-05	121,6	-0,74	0,32	2,56



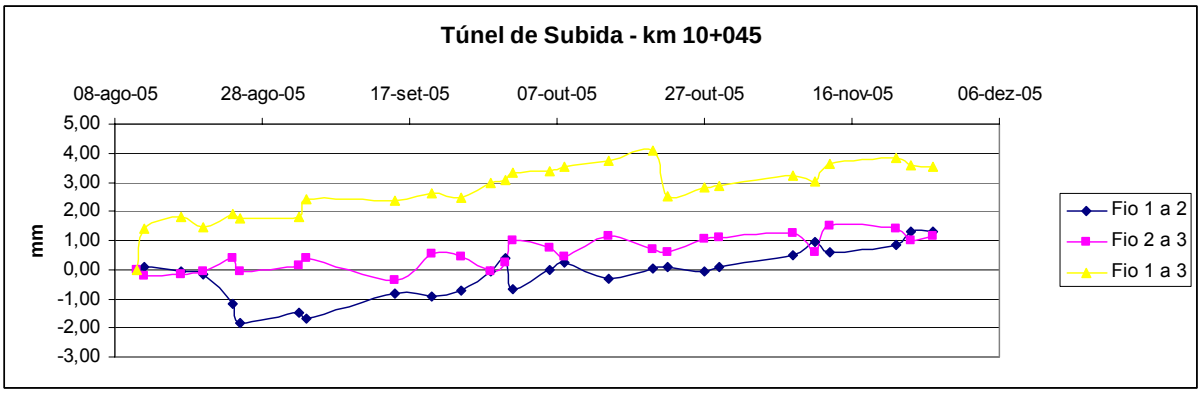
Túnel de Descida km 10+110

Data	Dist. Frente (m)	FIOS 1a 2 Deslocamento acumulado (mm)	2 a 3 Deslocamento acumulado (mm)	1 a 3 Deslocamento acumulado (mm)
24-set-05	12,8	0	0	0
28-set-05	12,8	0,38	-0,14	0,68
30-set-05	12,8	0,87	0,24	0,86
01-out-05	12,8	1,43	1,13	0,54
06-out-05	16,8	1,15	0,58	0,26
08-out-05	20,8	1,34	0,82	0,47
14-out-05	20,8	0,88	1,17	0,61
20-out-05	20,8	1,27	1,02	0,29
22-out-05	24,5	1,34	0,98	0,97
27-out-05	24,5	1,23	1,09	1,18
29-out-05	28	1,19	1,29	1,33
08-nov-05	33,9	1,51	1,18	2,08
11-nov-05	44,2	1,65	1,1	1,53
13-nov-05	44,2	1,72	1,67	1,68
22-nov-05	58,6	1,51	1,56	1,48
24-nov-05	65	1,88	1,51	1,99
27-nov-05	69,1	2,05	2,09	1,9
03-dez-05	76,7	1,9	2,25	1,96
05-dez-05	77,7	2,23	1,77	1,73
08-dez-05	80,8	1,83	2,06	1,98
13-dez-05	85,2	2,26	2,26	2,53
15-dez-05	89,4	2,18	2,01	2,07
23-jan-06	96,8	2,39	2,26	2,3
25-jan-06	101,6	1,96	1,99	2,33
28-jan-06	101,6	2,36	2,33	2,56
31-jan-06	115,8	2,39	2,31	2,18



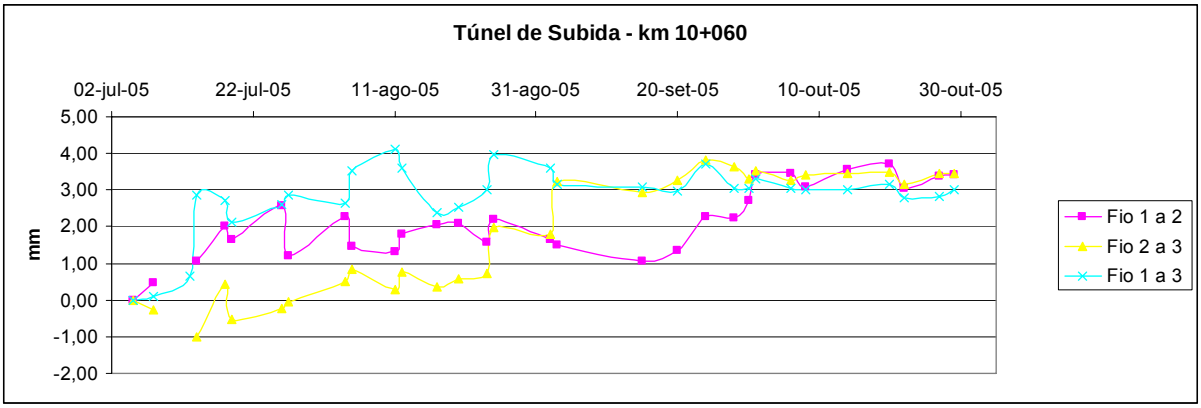
Túnel de Subida km 10+045

Data	Dist. Frente (m)	FIOS 1 a 2 Deslocamento acumulado (mm)	2 a 3 Deslocamento acumulado (mm)	1 a 3 Deslocamento acumulado (mm)
11-ago-05	44,7	0,00	0,00	0,00
12-ago-05	44,7	0,08	-0,20	1,40
17-ago-05	58,4	-0,05	-0,15	1,80
20-ago-05	58,4	-0,15	-0,08	1,48
24-ago-05	62	-1,16	0,39	1,91
25-ago-05	66,1	-1,86	-0,06	1,74
02-set-05	73,3	-1,48	0,12	1,81
03-set-05	73,3	-1,70	0,41	2,42
15-set-05	77,6	-0,81	-0,36	2,36
20-set-05	77,6	-0,93	0,52	2,63
24-set-05	82,4	-0,70	0,42	2,49
28-set-05	86,5	-0,04	-0,06	2,97
30-set-05	86,5	0,39	0,22	3,10
01-out-05	86,5	-0,65	0,99	3,35
06-out-05	90,5	0,01	0,74	3,36
08-out-05	90,5	0,25	0,43	3,53
14-out-05	90,5	-0,30	1,15	3,71
20-out-05	95	0,06	0,68	4,11
22-out-05	95	0,10	0,59	2,54
27-out-05	98,9	-0,08	1,07	2,83
29-out-05	98,9	0,09	1,09	2,89
08-nov-05	98,9	0,51	1,24	3,22
11-nov-05	100,5	0,94	0,59	3,05
13-nov-05	100,5	0,59	1,50	3,62
22-nov-05	103,5	0,83	1,38	3,82
24-nov-05	103,5	1,28	1,00	3,57
27-nov-05	103,5	1,29	1,14	3,52



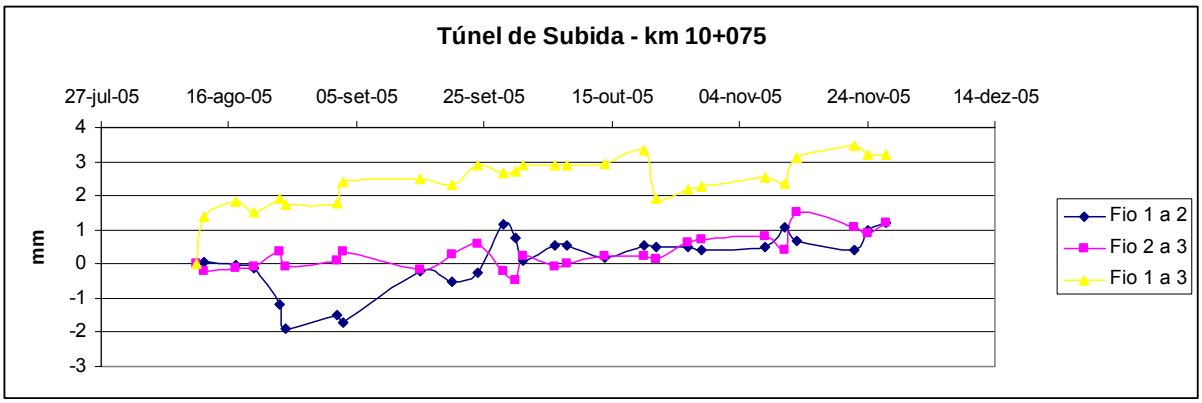
Túnel de Subida km 10+060

Data	Dist. Frente (m)	FIOS 1 a 2 Deslocamento acumulado (mm)	2 a 3 Deslocamento acumulado (mm)	1 a 3 Deslocamento acumulado (mm)
05-jul-05	21,00	0,00	0,00	0,00
08-jul-05	21,00	0,47	-0,26	0,11
13-jul-05	25,80			0,66
14-jul-05	25,80	1,07	-1,01	2,87
18-jul-05	30,80	2,02	0,42	2,73
19-jul-05	30,80	1,63	-0,54	2,13
26-jul-05	30,80	2,56	-0,23	2,60
27-jul-05	30,80	1,21	-0,05	2,87
04-ago-05	35,00	2,29	0,50	2,63
05-ago-05	35,00	1,48	0,84	3,52
11-ago-05	39,70	1,31	0,28	4,10
12-ago-05	39,70	1,81	0,78	3,60
17-ago-05	43,40	2,04	0,35	2,38
20-ago-05	43,40	2,09	0,57	2,53
24-ago-05	47,00	1,57	0,71	3,01
25-ago-05	51,10	2,20	1,98	3,98
02-set-05	58,30	1,63	1,80	3,60
03-set-05	58,30	1,50	3,23	3,15
15-set-05	62,60	1,06	2,93	3,08
20-set-05	62,60	1,36	3,27	2,98
24-set-05	67,40	2,29	3,81	3,70
28-set-05	71,50	2,22	3,64	3,06
30-set-05	71,50	2,72	3,30	3,05
01-out-05	71,50	3,40	3,51	3,30
06-out-05	75,50	3,47	3,27	3,05
08-out-05	75,50	3,08	3,43	3,02
14-out-05	75,50	3,58	3,46	3,01
20-out-05	80,00	3,72	3,48	3,16
22-out-05	80,00	3,03	3,17	2,79
27-out-05	83,90	3,37	3,46	2,84
29-out-05	83,90	3,42	3,46	3,00



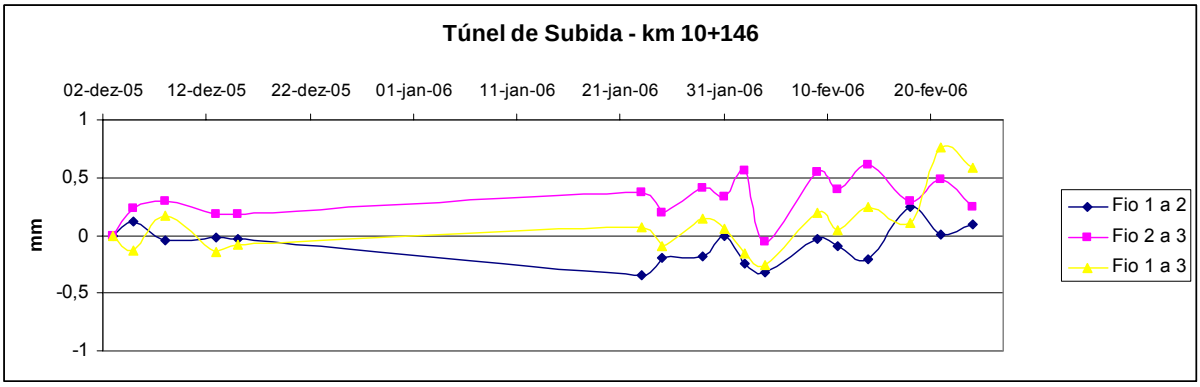
Túnel de Subida km 10+075

Data	Dist. Frente (m)	FIOS 1 a 2 Deslocamento acumulado (mm)	2 a 3 Deslocamento acumulado (mm)	1 a 3 Deslocamento acumulado (mm)
11-ago-05	24,7	0	0	0
12-ago-05	24,7	0,07	-0,21	1,4
17-ago-05	58,4	-0,04	-0,14	1,82
20-ago-05	28,4	-0,14	-0,07	1,5
24-ago-05	32	-1,17	0,38	1,91
25-ago-05	36,1	-1,88	-0,08	1,73
02-set-05	43,3	-1,5	0,1	1,8
03-set-05	43,3	-1,72	0,38	2,4
15-set-05	47,6	-0,2	-0,18	2,5
20-set-05	47,6	-0,54	0,3	2,33
24-set-05	52,4	-0,24	0,59	2,91
28-set-05	56,5	1,15	-0,19	2,69
30-set-05	56,5	0,76	-0,48	2,71
01-out-05	56,5	0,12	0,24	2,91
06-out-05	60,5	0,53	-0,07	2,88
08-out-05	60,5	0,53	0,03	2,88
14-out-05	60,5	0,17	0,23	2,92
20-out-05	65	0,55	0,25	3,34
22-out-05	65	0,51	0,15	1,93
27-out-05	68,9	0,52	0,62	2,18
29-out-05	68,9	0,43	0,74	2,28
08-nov-05	68,9	0,48	0,82	2,56
11-nov-05	70,5	1,09	0,41	2,35
13-nov-05	70,5	0,68	1,5	3,12
22-nov-05	73,5	0,43	1,07	3,49
24-nov-05	73,5	0,99	0,88	3,19
27-nov-05	73,5	1,19	1,21	3,21



Túnel de Subida km 10+146

Data	Dist. Frente (m)	FIOS 1 a 2 Deslocamento acumulado (mm)	2 a 3 Deslocamento acumulado (mm)	1 a 3 Deslocamento acumulado (mm)
03-dez-05	6	0	0	0
05-dez-05	6	0,12	0,23	-0,13
08-dez-05	8	-0,05	0,3	0,17
13-dez-05	8	-0,02	0,18	-0,14
15-dez-05	8	-0,03	0,18	-0,08
23-jan-06	8,5	-0,34	0,37	0,07
25-jan-06	10,5	-0,2	0,2	-0,1
29-jan-06	11,5	-0,18	0,41	0,14
31-jan-06	11,5	-0,01	0,33	0,06
02-fev-06	11,5	-0,25	0,56	-0,16
04-fev-06	12,1	-0,32	-0,06	-0,26
09-fev-06	12,9	-0,03	0,55	0,2
11-fev-06	12,9	-0,1	0,4	0,05
14-fev-06	12,9	-0,21	0,61	0,24
18-fev-06	12,9	0,25	0,3	0,11
21-fev-06	12,9	0,01	0,49	0,76
24-fev-06	12,9	0,1	0,24	0,59



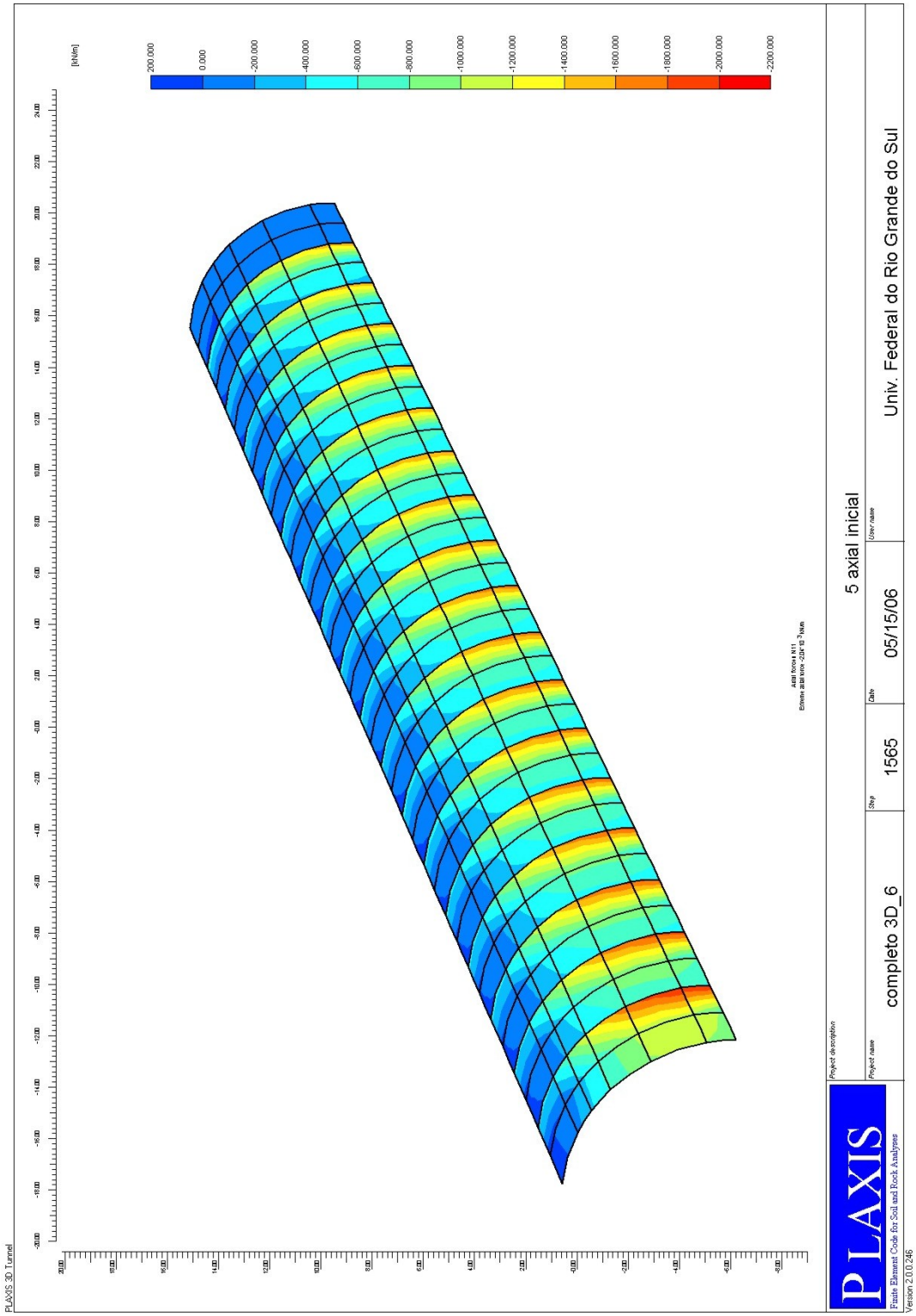
APÊNDICE 7

Parâmetros de simulação e resultados

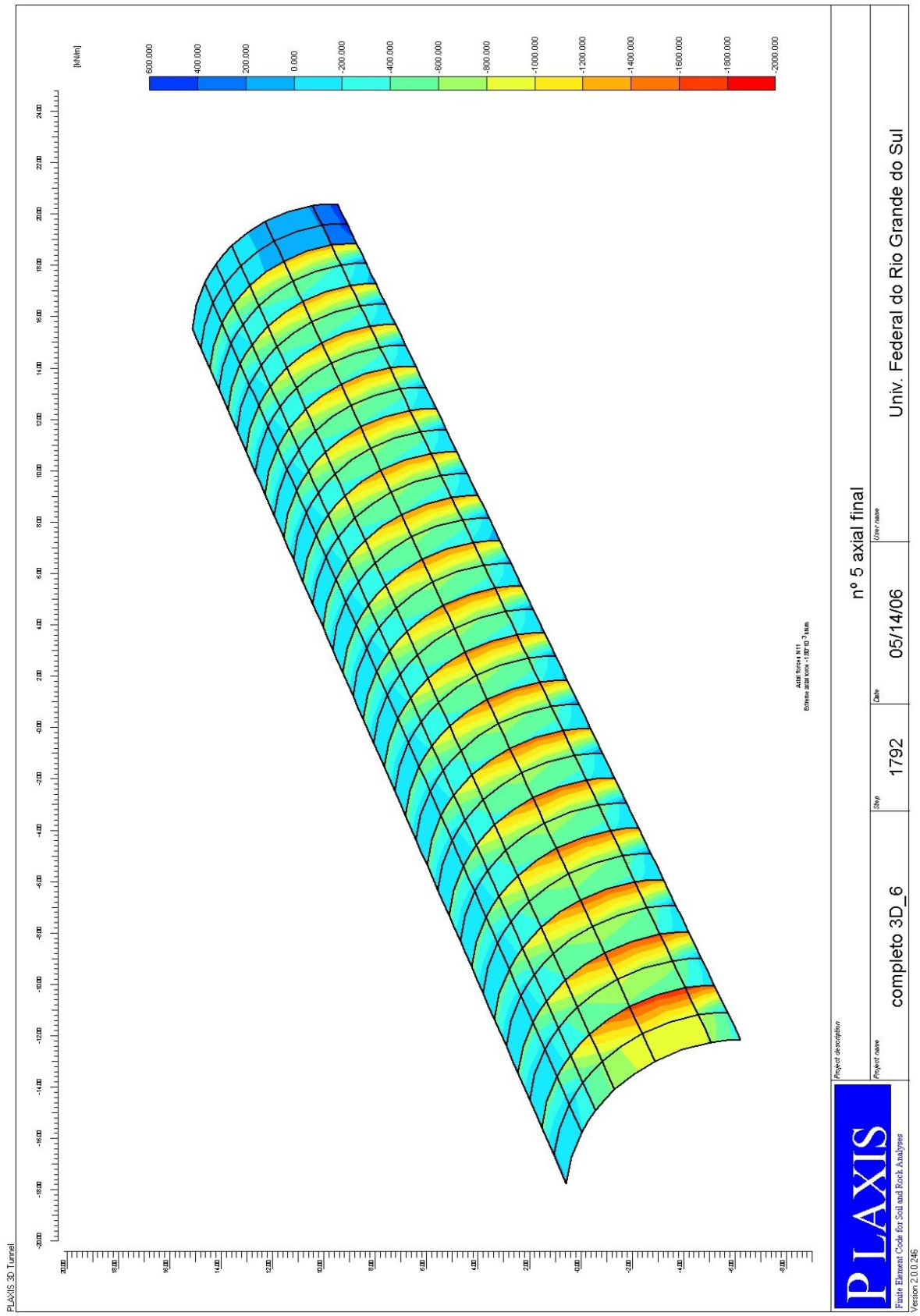
Nº Simulação	Razão K_0	Módulo Deform. (GPa)	Coesão (MPa)	Ângulo de atrito (º)	SS 01				SS 02				SS 03			
					Descida		Subida		Descida		Subida		Descida		Subida	
					inicial	final	inicial	final	inicial	final	inicial	final	inicial	final	inicial	final
1	0,20	14,60	1,011	64,04	1,80E-04		1,20E-03		1,60E-04		1,06E-03		1,56E-04		8,80E-04	
2	0,15	14,60	1,011	64,04	1,95E-04	1,40E-04	1,50E-03	1,25E-03	1,80E-04	1,30E-04	1,35E-03	1,20E-03	1,65E-04	1,30E-04	1,20E-03	9,00E-04
3	0,15	8,51	0,565	63,02	7,60E-04	2,50E-04	1,00E-03	-6,00E-03	6,40E-04	-6,00E-03	8,00E-04	-5,20E-03	6,40E-04	-5,45E-03	6,80E-04	-4,80E-03
4	0,2	3,25	0,466	60,59	1,76E-03	1,36E-03	2,00E-03	1,40E-03	1,66E-03	1,16E-03	1,80E-03	9,50E-04	1,32E-03	1,10E-03	1,30E-03	8,50E-04
5	0,2	2,40	0,467	60,37	2,35E-03	1,84E-03	2,60E-03	2,00E-03	2,05E-03	1,56E-03	2,10E-03	1,50E-03	1,85E-03	1,24E-03	1,60E-03	1,10E-03
6	0,2	2,56	0,51	60,51	2,30E-03	1,70E-03	2,30E-03	1,80E-03	2,10E-03	1,30E-03	2,10E-03	1,40E-03	1,90E-03	1,20E-03	1,50E-03	1,00E-03

APÊNDICE 8

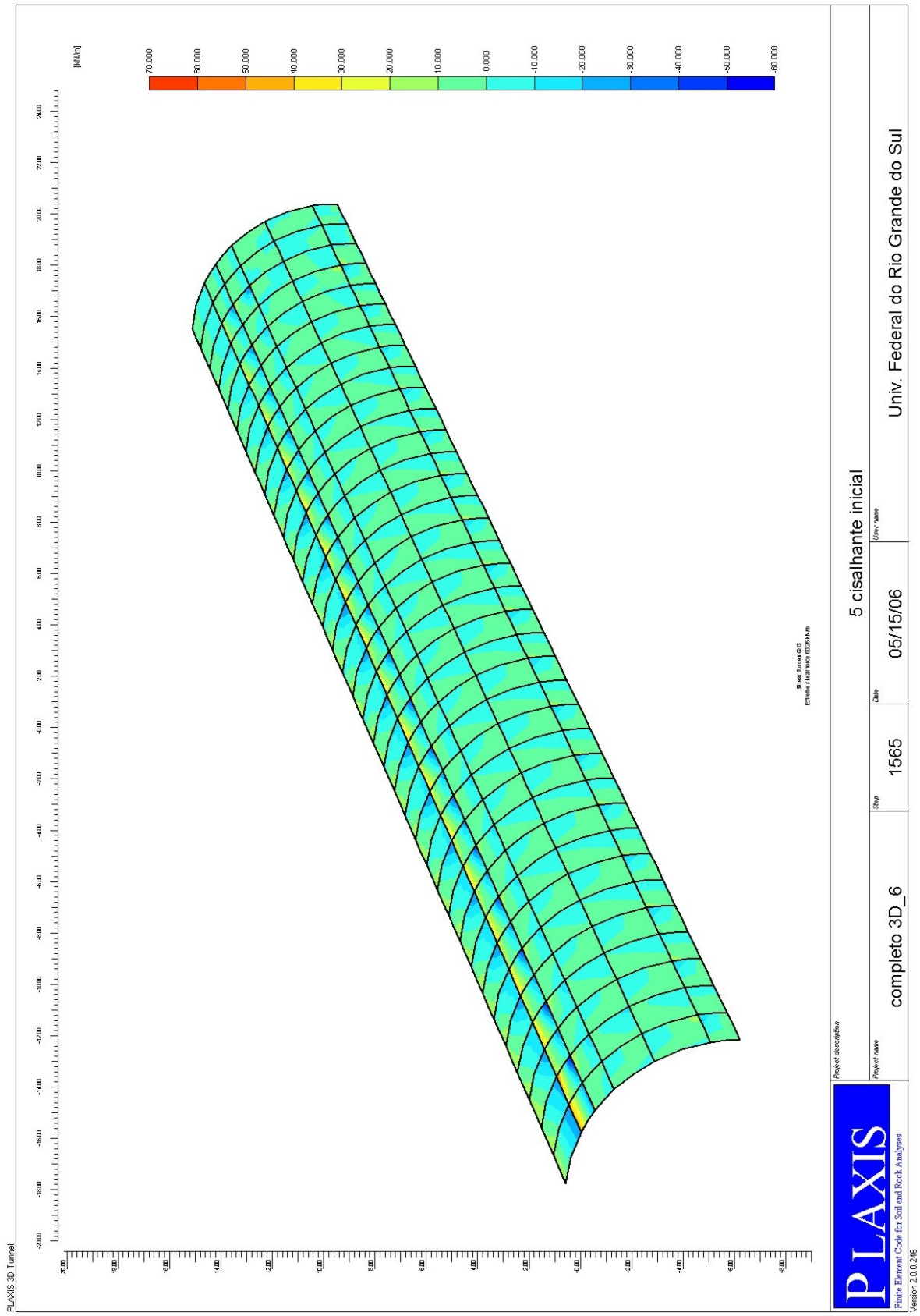
Gráficos de forças e momento



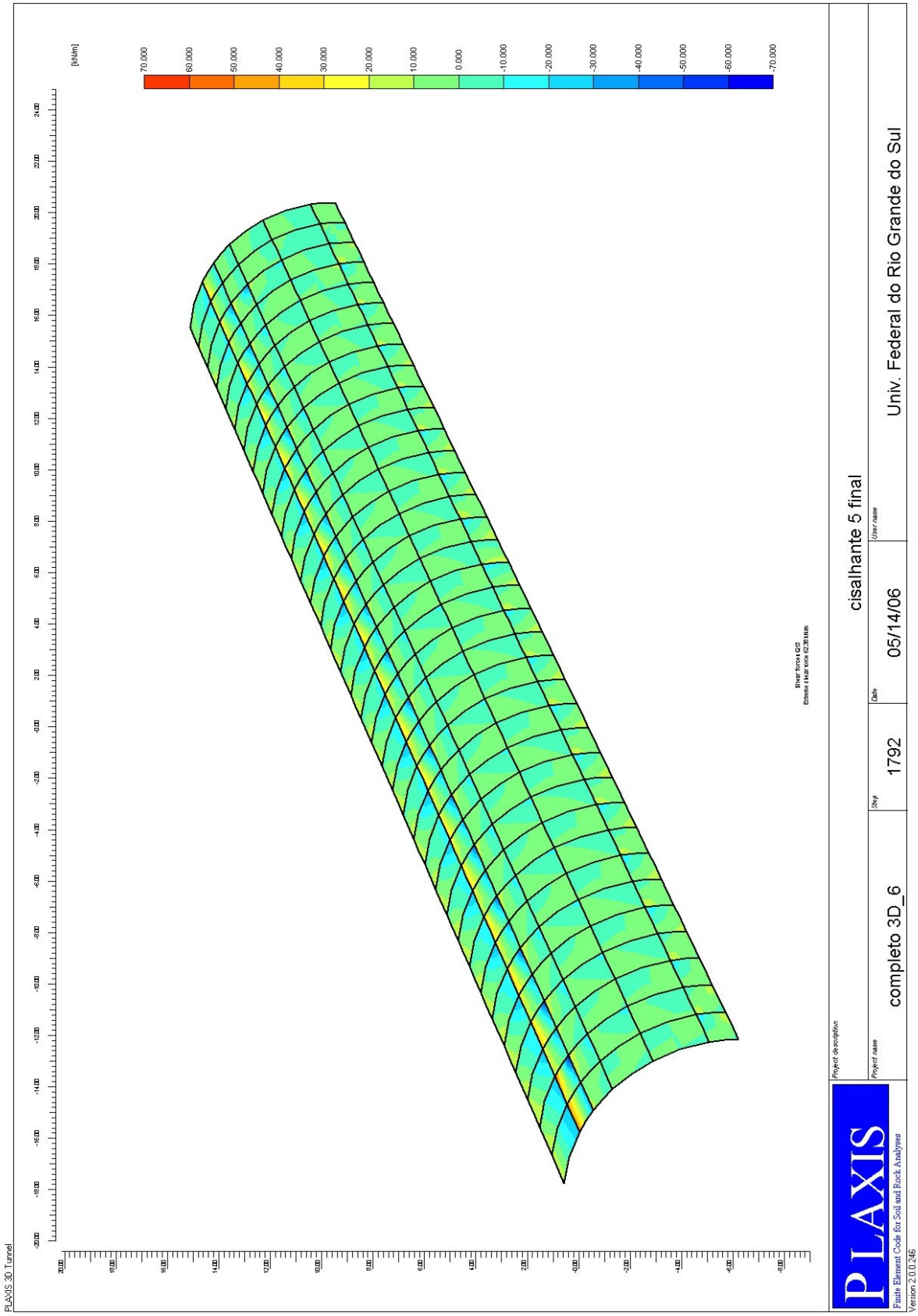
Força Axial – Meia seção escavada



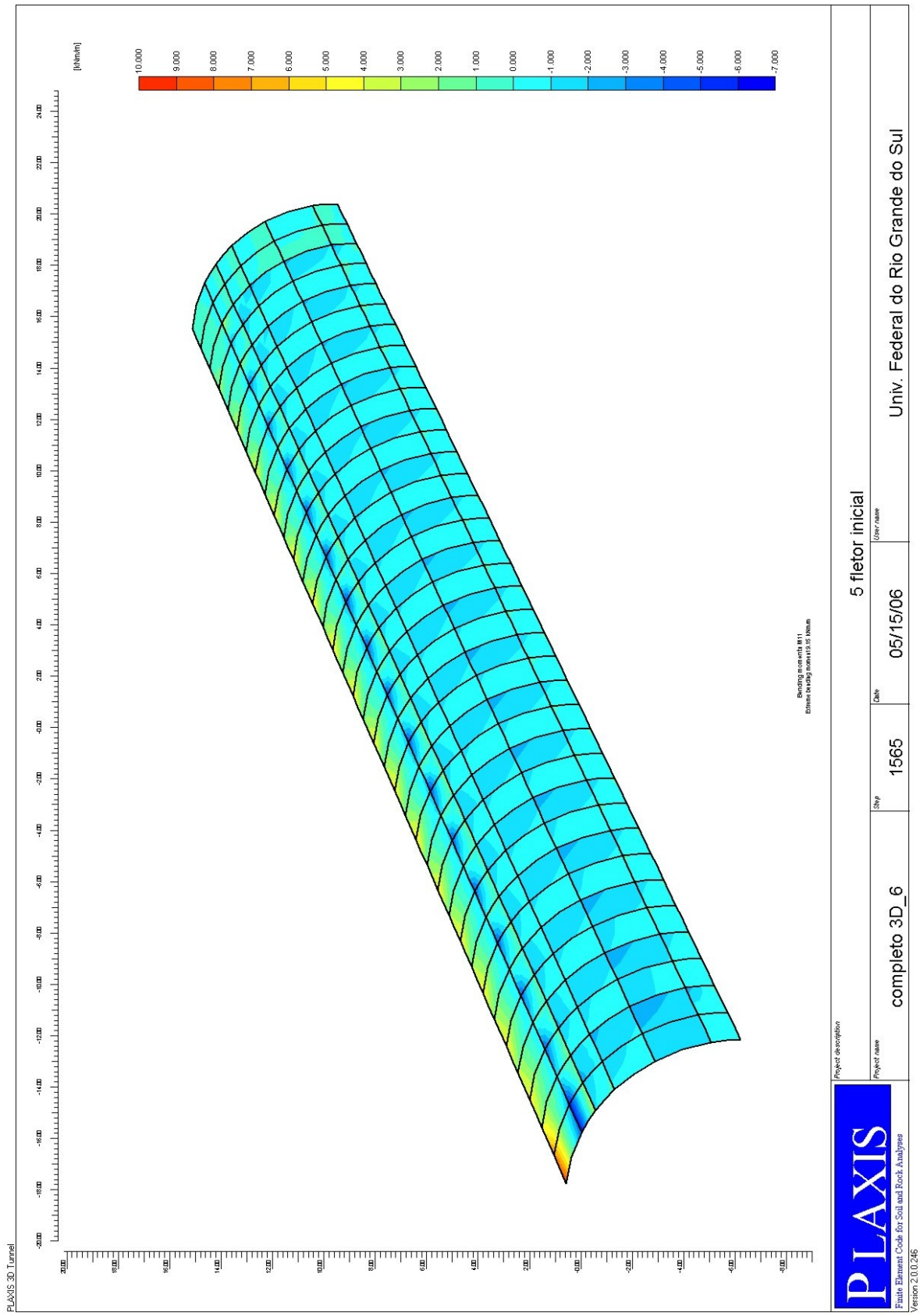
Força Axial – Seção plena escavada



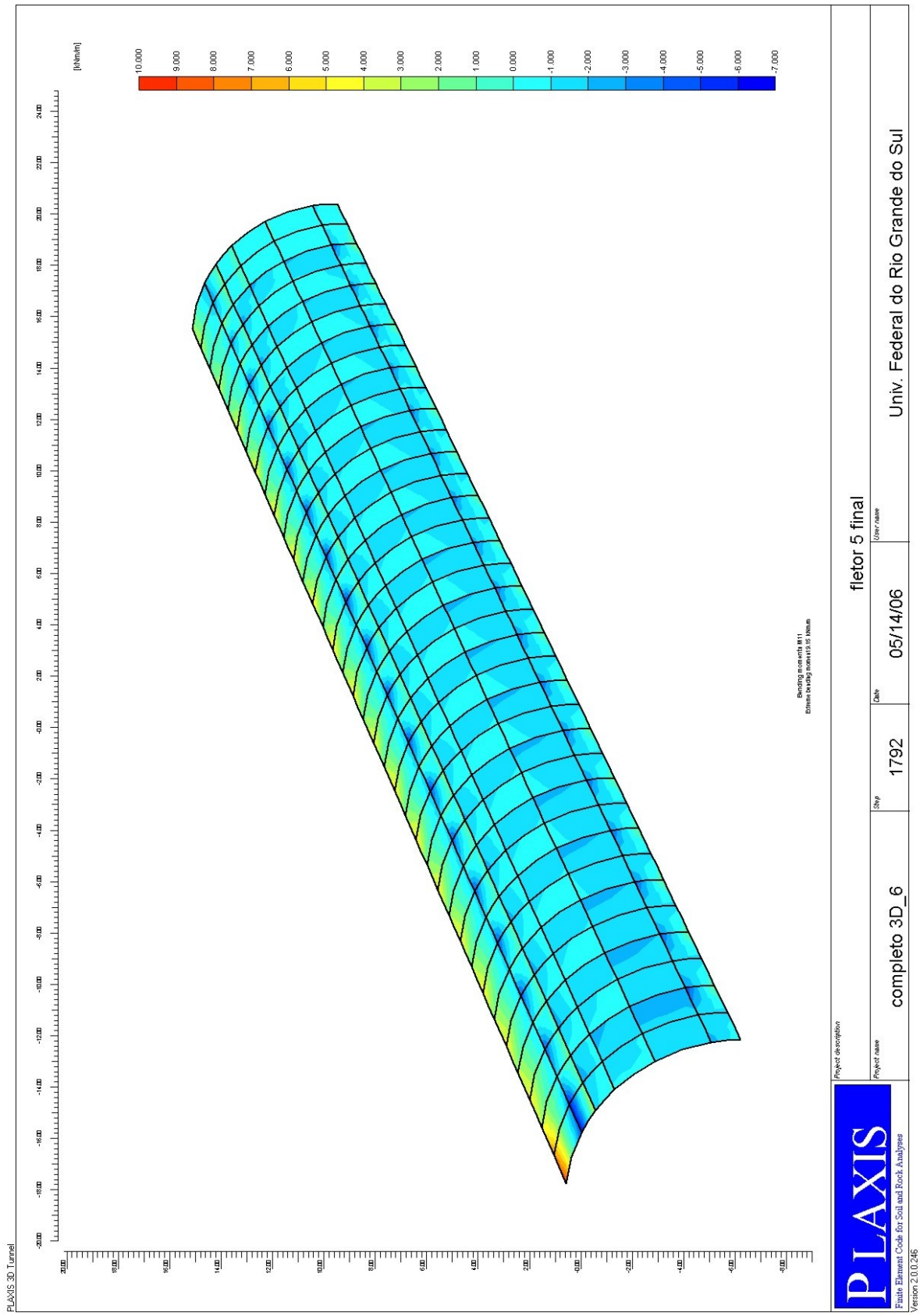
Força cisalhante – Meia seção escavada



Força cisalhante – Seção plena escavada



Momento fletor – Meia seção escavada



Momento fletor – Seção plena escavada

Livros Grátis

(http://www.livrosgratis.com.br)

Milhares de Livros para Download:

Baixar livros de Administração
Baixar livros de Agronomia
Baixar livros de Arquitetura
Baixar livros de Artes
Baixar livros de Astronomia
Baixar livros de Biologia Geral
Baixar livros de Ciência da Computação
Baixar livros de Ciência da Informação
Baixar livros de Ciência Política
Baixar livros de Ciências da Saúde
Baixar livros de Comunicação
Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE
Baixar livros de Defesa civil
Baixar livros de Direito
Baixar livros de Direitos humanos
Baixar livros de Economia
Baixar livros de Economia Doméstica
Baixar livros de Educação
Baixar livros de Educação - Trânsito
Baixar livros de Educação Física
Baixar livros de Engenharia Aeroespacial
Baixar livros de Farmácia
Baixar livros de Filosofia
Baixar livros de Física
Baixar livros de Geociências
Baixar livros de Geografia
Baixar livros de História
Baixar livros de Línguas

Baixar livros de Literatura
Baixar livros de Literatura de Cordel
Baixar livros de Literatura Infantil
Baixar livros de Matemática
Baixar livros de Medicina
Baixar livros de Medicina Veterinária
Baixar livros de Meio Ambiente
Baixar livros de Meteorologia
Baixar Monografias e TCC
Baixar livros Multidisciplinar
Baixar livros de Música
Baixar livros de Psicologia
Baixar livros de Química
Baixar livros de Saúde Coletiva
Baixar livros de Serviço Social
Baixar livros de Sociologia
Baixar livros de Teologia
Baixar livros de Trabalho
Baixar livros de Turismo