

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
MECÂNICA DAS ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ANÁLISE NUMÉRICA 3D DO TÚNEL
AUXILIAR DE JUSANTE DA UHE
SIMPLÍCIO-ANTA**

FLORIANO RODRIGUES DE MORAES NETO

DG 0048G11
GOIÂNIA
2011

FLORIANO RODRIGUES DE MORAES NETO

**ANÁLISE NUMÉRICA 3D DO TÚNEL
AUXILIAR DE JUSANTE DA UHE
SIMPLÍCIO-ANTA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Profº. Carlos Alberto Lauro Vargas D.Sc.

DG 0048G11

GOIÂNIA

2011

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho à memória de dois grandes
mestres de minha vida, meu pai
Felix de Assis Aires de Moraes e meu avô
Floriano Rodrigues de Moraes.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por estar sempre ao meu lado, guiando meus passos e iluminando meus caminhos.

Mãe, obrigado pelo amor e pelo carinho que sempre dedicou a mim, apoiando e incentivando em todos os momentos, na certeza de que os obstáculos seriam superados.

Larissa, obrigado por existir em minha vida e por torná-la mais feliz, minha companheira de todas as horas, meu grande amor.

Meus irmãos e irmãs que sempre me deram forças quando mais precisei.

Agradeço à minha família e aos meus amigos que me ajudaram nesta jornada.

Meus professores, em especial ao meu orientador, pela confiança e pela dedicação neste trabalho, e pelo zelo profissional que torna a atividade de docência inspiradora.

RESUMO

Com a ocupação acelerada dos espaços superficiais, a utilização de túneis passa a desempenhar um papel importante na engenharia, neste sentido o controle de suas deformações durante o processo construtivo dos mesmos, é de vital importância para o melhor desempenho de túneis. Nesse sentido as análises numéricas representam uma provável economia na fase de projeto. Este trabalho utiliza-se a teoria da elasticidade no programa FlexPDE, o mesmo permite a solução de um sistema de equações diferenciais parciais utilizando o método de elementos finitos e produzindo uma saída gráfica do problema. Neste sentido foram realizadas simulações numéricas tridimensionais de escavação de túneis profundos em regime elástico em maciços rochosos num meio físico contínuo, equivalente ao maciço fraturado. Foram feitas análises numéricas tridimensionais da condição e processo construtivo de um túnel circular profundo escavado em rocha. Estes resultados foram comparados com a solução elástica de Kirsch para uma seção transversal correspondente ao estado de deformação plana, observando-se boa concordância dos resultados numéricos com os analíticos. Após a etapa de verificação do modelo numérico deu-se também a simulação numérica 3D e retroanálise com base em dados de monitoramento do túnel auxiliar de jusante da Usina Hidroelétrica (UHE) de Simplício/Anta, localizada no Rio Paraíba do Sul, município do Rio de Janeiro – RJ. Nesta obra foram realizadas medições da convergência em diversas seções do túnel ao mesmo tempo em que ocorria o avanço da frente de escavação. Estes resultados e os parâmetros de caracterização, resistência e deformação foram retirados do trabalho de Vissoto Junior (2009). Finalmente os resultados obtidos das análises numéricas 3D foram comparados com os resultados de campo, e após o ajuste dos parâmetros geotécnicos realizados na retroanálise foi obtida uma boa concordância dos resultados numéricos com os dados de campo. Neste caso estudado a escavação do túnel teve um comportamento elástico linear já que o maciço rochoso é de boa qualidade e o túnel relativamente pequeno.

PALAVRAS-CHAVE: Túnel, maciço rochoso, monitoramento da convergência, teoria da elasticidade, análise numérica 3D

ABSTRACT

With the accelerated occupation of the space, the use of tunnels play an important role in engineering, in this sense, the deformations control during it's construction process is very important for the best performance of tunnels. In this sense the numerical analyzes represent a likely economy in the design process. This paper uses a theory of elasticity in the FlexPDE, the same allows the solution of a system of partial differential equations using the finite elements method and producing a graphical output of the problem. In this sense simulations were performed using three-dimensional numerical deep tunnel under the elastic rock in a physical environment continuously, equivalent to the rock mass. Analyzes were made of three-dimensional numerical condition and constructive process of a circular tunnel deep in the rock. These results were compared with the elastic solution of Kirsch for a cross section corresponding to the plane strain state, showing good concordance of numerical results with the analytical. After the verification stage of the numeric model has also been given to the numerical simulation 3D and analyses based on monitoring data from the tunnel auxiliary of the Hydroelectric Power Plant (HPP) of Simplicio/Anta, located in Paraiba do Sul River, in the state of Rio de Janeiro - RJ. In this work were carried out measurements of convergence in various sections of the tunnel at the same time of excavation progress. These results and the parameters of characterisation, strength and deformation were collected from Vissoto Junior (2009). Finally the results of the analyzes numerical 3D were compared with the results of field, and after the adjustment of geotechnical parameters in back analyses was obtained a good concordance of numerical results with field data. In this case studied the excavation of the tunnel had a linear elastic behavior since the rock mass is of good quality and the tunnel relatively small.

KEY WORDS: Tunnel, rock mass, monitoring of convergence, elasticity theory, 3D numerical analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Ilustração dos conceitos de Strike, Dip e Dip Direction (HOEK ET AL, 1993)	24
Figura 2.2 Projeção esteriográfica: plano projetado como grande círculo com seu pólo correspondente	25
Figura 2.3 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Goodman, 1989).....	28
Figura 2.4 Representação gráfica do critério de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown (modificado - Hoek, 2006).....	30
Figura 2.5 Filosofia do NATM – instalação do suporte (SINGH, 2006)	31
Figura 2.6 Sequência de escavação proposta por Rabcewicz (1964) para um túnel	32
Figura. 2.7 TBM utilizada na Linha Amarela do Metro de São Paulo em 2009	34
Figura 3.1 - Representação de $(Q \times De = B/ESR)$, sistema Q para classificação dos maciços rochosos e escolha do tipo de suporte. (modificado - GRIMSTAD & BARTON, 1993)	37
Figura 3.2 Distribuição de tensões em torno de uma escavação circular com tensões..... biaxiais	41
Figura 3.3 Zonas de comportamento elasto-plástico e distribuição de tensões pelo critério de ruptura Mohr-Coulomb	46
Figura 3.4 Curva de reação do maciço e curva característica do suporte (MARTINS, 2008)	48
Figura 3.5 Discretização dos modelos de análises: (a) 2D e Quase-3D; (b) 3D (AHMADI, GOSHTASBI e ASHJARI, 2008)	49
Figura 3.6 Evolução do deslocamento da interface maciço-suporte (ROATESI, 2009)	50
Figura 3.7 Malha tridimensional de elementos finitos, pontos dos elementos monitorados: C, SH, SF, H e I (NG & LEE, 2005)	51
Figura 3.8 Dimensões da escavação e modelagem 3D (PELLET, ROUSEFID & DELERUYELLE, 2009).....	52

Figura 3.9 Deslocamentos medidos na parede da escavação em diferentes tempos com e sem o suporte (PELLET, ROOSEFID & DELERUYELLE, 2009)	52
Figura 3.10 Malha numérica: (a) limites de tamanho e condições de contorno; (b) seção do túnel principal (CHEN & TSENG, 2010).....	53
Figura 3.11 Cubo de tensões.....	54
Figura 3.12 Estado plano de tensões.....	55
Figura 3.13 Estado plano de deformação.....	57
Figura 3.14 Alguns elementos da família Serendipidity (ZIENKEWICS, 1994)	60
Figura 3.15 Mapeamento de coordenadas globais para coordenadas locais (ZIENKEWICS, 1994)	61
Figura 3.16 Elemento triangular (ZIENKEWICS, 1994).....	62
Figura 3.17 Elemento quadrilateral (ZIENKEWICS, 1994)	63
Figura 3.18 Elemento tetraédrico.....	63
Figura 3.19 Elemento Hexaédrico (ZIENKEWICS, 1994).....	64
Figura 3.20 Forças nodais e deslocamentos em um elemento	65
Figura 4.1. Malha gerada no programa FlexPDE	78
Figura 4.2 Representação geométrica 3D	78
Figura 4.3 Seção média do túnel (Seção A).....	79
Figura 4.4. Localização do Complexo Hidroelétrico (CH) Simplício / Anta, (a) Brasil; (b) Estados de Minas Gerais (MG) e Rio de Janeiro (RJ); e (c) Rio Paraíba do Sul e CH Simplício/Anta	80
Figura 4.5 Município de Chiador.....	81
Figura 4.6. Município de Além Paraíba e Sapucaia.....	81
Figura 4.7 Localização da Usina Hidroelétrica de Simplício (VISSOTO, 2009).....	82
Figura 4.8 Distribuição esquemática do CH Simplício / Anta	83
Figura 4.9 (a) Distribuição dos pinos no túnel. (b) foto de um pino instalado na parede do túnel (VISSOTO, 2009).....	85

Figura 4.10 Resultado do monitoramento de pinos na progressiva 298 (VISSOTO, 2009)	85
Figura 4.11 Gráfico de convergência em função da distância à frente de escavação	86
Figura 4.12. Modelo de curva de reação do maciço	86
Figura 5.1 Geometria longitudinal ao eixo do túnel	87
Figura 5.2 Geometria transversal ao eixo do túnel	88
Figura 5.3 Malha 3D do túnel circular gerada no FlexPDE	88
Figura 5.4 Malha deformada do túnel aumentada 1000 vezes na seção $z=150$. (FlexPDE5)	88
Figura 5.5 Deslocamentos verticais (v) na seção $x=100$ m. (FlexPDE5)	92
Figura 5.6 Linhas de superfície de deslocamento vertical no eixo x da malha	92
Figura 5.7 Linhas de superfície de deslocamento vertical no eixo z da malha	93
Figura 5.8 Comparativo de tensões (FlexPDE x Kirsch) na seção média do túnel com $\theta=0^\circ$	93
Figura 5.9 Comparativo de deslocamentos (FlexPDE x Kirsch) na seção média do túnel com $\theta=0^\circ$	94
Figura 5.10 Comparativo de tensões (FlexPDE x Kirsch) na seção média do túnel com $\theta=90^\circ$	94
Figura 5.11 Comparativo de deslocamentos (FlexPDE x Kirsch) na seção média do túnel com $\theta=90^\circ$	95
Figura 5.12 Trajetória de tensões para o Caso I ($k_{0x}=1/3$ e $k_{0z}=0,5$)	97
Figura 5.13 Trajetória de tensões para o Caso II ($k_{0x}= 1,0$ e $k_{0z}=1,0$)	98
Figura 5.14 Trajetória de tensões para o Caso III ($k_{0x}=2,0$ e $k_{0z}=1,5$)	98
Figura 5.15 Trajetória de tensões para o Caso IV ($k_{0x}=1,5$ e $k_{0z}=2,0$)	99
Figura 5.16 Contorno de tensões desviatórias - Caso 1 ($k_{0x}= 1/3$ e $k_{0z}=0,5$)	99
Figura 5.17 Contorno de tensões desviatórias - Caso 2 ($k_{0x}= 1,0$ e $k_{0z}=1,0$)	100
Figura 5.18 Contorno de tensões desviatórias - Caso 3 ($k_{0x}= 2,0$ e $k_{0z}=1,5$)	100
Figura 5.19 Contorno de tensões desviatórias - Caso 4 ($k_{0x}= 1,5$ e $k_{0z}=2,0$)	101

Figura 5.20 Geometria da seção do túnel do caso estudo	101
Figura 5.21 Geometria da malha da seção transversal ao eixo túnel	102
Figura 5.22 Geometria da malha seção longitudinal ao eixo do túnel.....	102
Figura 5.23 Malha adotada com efeitos de luminosidade.....	103
Figura 5.24 Seção deformada no plano médio do túnel aumentada 100 vezes	106
Figura 5.25 Contorno dos deslocamentos verticais na proximidade da frente de escavação ...	107
Figura 5.26 Deslocamentos verticais na seção média do eixo longitudinal do túnel	107
Figura 5.27 Contorno dos deslocamentos verticais nas seção $z = 50$ m	108
Figura 5.28 Contorno dos deslocamentos verticais na seção $z = 96$ m	108
Figura 5.29 Contorno dos deslocamentos verticais na seção $z = 104$ m	109
Figura 5.30 Contorno dos deslocamentos verticais na seção $z = 150$ m	109
Figura 5.31 Trajetória de tensões em trecho do eixo longitudinal do túnel.....	110
Figura 5.32 Comparativo de tensões na parede do túnel (Caso Real x Kirsch).....	111
Figura 5.33 Comparativo de deslocamentos na parede do túnel (Caso Real x Kirsch).....	111
Figura 5.34 Comparativo de tensões no teto do túnel (Caso Real x Kirsch).....	112
Figura 5.35 Comparativo de deslocamentos no teto do túnel (Caso Real x Kirsch)	112
Figura 5.36 Monitoramento x FlexPDE – cordas AB, BC e AC.....	113
Figura 5.37 Monitoramento x FlexPDE – corda AB	114
Figura 5.38 Monitoramento x FlexPDE – corda BC	114
Figura 5.39 Monitoramento x FlexPDE – corda AC	115
Figura 5.40 Curva característica do maciço – caso real.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Parâmetros de classificação segundo Bieniawsky (1989)	26
Tabela 2.2 - Efeito das descontinuidades na escavação segundo Bieniawsky (1989).....	26
Tabela 3.1 - Guia para escavação e suporte para túneis com 10 m de largura de acordo com o sistema RMR (modificado – Bieniawski, 1989).....	36
Tabela 3.2 - Índice de suporte de escavação (ESR) apropriado para vários tipos de escavações subterrâneas (modificado – BARTON, 1974)	37
Tabela 3.3 - Categorias de suporte com suas especificidades (modificado – Grimstad & Barton, 1993)	38
Tabela 3.4 - Resumo de correlações empíricas para a determinação do módulo de deformação em kPa.....	40
Tabela 5.1 - Diferentes estados de tensões iniciais.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CCM	- Método da convergência-confinamento
EDP	- Equação diferencial parcial
ESR	- Índice de Suporte do tipo de Escavação
FEA	- Análise de elementos finitos
GSI	- Geological Strength Index
NATM	- New Austrian Tunneling Method
Q	- Tunneling Quality Index
RMR	- Rock Mass Rating
TAJ	- Túnel auxiliar de jusante
TBM	- Tunnel Boring Machine
UHE	- Usina Hidroelétrica
2D	- Bidimensional
3D	- Tridimensional
EDZ	- Zona de perigo da escavação
ESR	- Índice de suporte do tipo de escavação
SRF	- Índice de influência do estado de tensões no maciço rochoso (<i>Stress Reduction Factor</i>)
RQD	- Qualidade do testemunho de sondagem.

LISTA DE SIMBOLOS

A_s	Área da seção transversal do suporte;
a	Raio da abertura da escavação;
a_0^*	Relação adimensional entre coeficientes;
a_2^*	Relação adimensional entre coeficientes;
a_3	Relação adimensional entre coeficientes;
B	Matriz deformação-deslocamento;
B	Vão da escavação;
b_3	Relação adimensional entre coeficientes;
C^*	Coefficiente adimensional de compressibilidade;
c	Intercepto coesivo (S_i);
D	Fator de distúrbio;
D	Matriz da relação constitutiva tensão-deformação;
D_e	Relação entre a dimensão da escavação e ESR;
d	Distância em relação à face de avanço;
E	Módulo de elasticidade ou módulo de Young;
E_s	Módulo de deformação do suporte;
E_m	Módulo de deformação;
$F^{(e)}$	Vetor de “forças nodais equivalentes”;
F^*	Coefficiente adimensional de flexibilidade;
f^*	Coefficiente de atrito;
G	Módulo cisalhante;
I_s	Módulo de inércia do suporte;
J_w	Índice de influência da ação da água subterrânea;
J_a	Índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades;
J_r	Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades;
J_n	Índice de influência do número de famílias das descontinuidades;

K	Matriz de rigidez global;
K	Coeficiente de tensão;
K_0^*	Coeficiente de empuxo ao repouso;
K^{-1}	Inversa da matriz de rigidez;
$K^{(e)}$	Matriz de rigidez do elemento;
k_{0x}	Coeficiente de tensões com relação a x;
k_{0z}	Coeficiente de tensões com relação a z;
M	Momento fletor;
m	Número de células do elemento;
m	Parâmetro que denota inclinação da envoltória de resistência;
m_b	Constante do maciço rochoso;
m_i	Constante da rocha intacta;
m_b	Constante do maciço rochoso;
$\overline{m_r}$	Parâmetro de ajuste de resistência residual do critério de ruptura não linear;
n	Número de nós do elemento;
P	Pressão no suporte;
p	Tensão média;
p_0	Pressão atuante sobre o maciço;
p_s	Pressão no suporte;
p_{xx}	Tensão na direção do eixo x;
p_{yy}	Tensão na direção do eixo y;
Q	Índice Q de Barton;
q	Metade da tensão desvio;
R	Raio do túnel;
r	Distância radial;
S_i	Intercepto coesivo;
s	Constante do maciço rochoso;
s	Parâmetro que denota comportamento dúctil ou queda na resistência de pico;
$\overline{s_r}$	Parâmetro de ajuste de resistência residual do critério de ruptura não linear;

T	Força normal;
T	Instante final;
T_0	Instante inicial;
U	Deslocamento;
u	Deslocamento radial;
u_r	São deslocamentos induzidos pela escavação;
u_θ	São deslocamentos induzidos pela escavação;
γ_{xy}	Deformação angular;
$\delta^{(e)}$	Vetor de deslocamentos nodais;
ε_a	Deformação axial;
ε_l	Deformação lateral;
ε_x	Deformação com relação ao eixo x;
ε_y	Deformação com relação ao eixo y;
ζ	Coordenada local em relação ao eixo z;
η	Coordenada local em relação a y;
θ	Ângulo da solução de Kirsch;
λ_e	Parâmetro que relaciona a tensão radial no limite entre as zonas elástica e plástica com a pressão atuante no maciço antes da escavação;
λ_s	Parâmetro que relaciona p_s e p_0 ;
ν	Coeficiente de Poisson;
ν_s	Coeficiente de Poisson do suporte;
ξ	Coordenada local em relação ao eixo x;
σ	Tensão normal ao plano de ruptura;
σ_c	Tensão de compressão;
σ_{ci}	Resistência à compressão uniaxial simples;
σ_{rr}	Tensão radial;
σ_r	Tensão radial;
σ_1	Tensão principal maior;

σ_1'	Tensão principal maior efetiva na ruptura;
σ_3	Tensão principal menor;
σ_3'	Tensão principal menor efetiva na ruptura;
σ_θ	Tensão tangencial;
$\sigma_{\theta\theta}$	Tensão tangencial;
$\sigma_{r\theta}$	Tensão cisalhante;
τ_p	Resistência ao cisalhamento (tensão cisalhante de pico);
v_p	Velocidade de onda longitudinal;
v_s	Velocidade de onda transversal;
ϕ	Ângulo de atrito interno;
ϕ'	Ângulo de atrito interno do material;
$\wedge$	Função escalar de distância.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	ASPECTOS GERAIS	19
1.2	RELEVÂNCIA DO TEMA.....	20
1.3	OBJETIVOS.....	21
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	21
2	ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS EM ROCHAS	23
2.1	CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	23
2.1.1	Sistema de classificação do maciço rochoso (RMR)	25
2.1.2	Índice de qualidade Q.....	26
2.1.3	Índice de resistência geológica (GSI)	27
2.2	RESISTÊNCIA DO MACIÇO ROCHOSO	28
2.3	MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL	31
2.4	MÉTODO DE ESCAVAÇÃO MECANIZADO	34
3	MÉTODOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TÚNEIS EM ROCHAS	36
3.1	MÉTODOS EMPÍRICOS.....	36
3.2	MÉTODOS ANALÍTICOS.....	38
3.2.1	Análise elástica para túnel circular (Kirsch).....	41
3.2.2	Análise Elástica para um túnel circular com suporte (Einstein & Schwartz)	44
3.2.3	Interação maciço-suporte.....	47
3.3	MÉTODOS NUMÉRICOS	50
3.3.1	Teoria da elasticidade.....	55
3.3.2	Método dos elementos finitos	61
3.3.2.1	Discretização.....	62
3.3.2.2	Funções de interpolação.....	63
3.3.2.3	Matriz de rigidez local	66
3.3.2.4	Matriz de deformação-deslocamento.....	68
3.3.2.5	Relação tensão-deformação	69
3.3.2.6	Sistema global.....	70
3.3.2.7	Solução do sistema global.....	71
3.3.2.8	Deformações e tensões.....	71
3.3.3	Programa FlexPDE®.....	72
3.3.3.1	O programa e suas vantagens.....	72
3.3.3.2	O funcionamento do programa	73
4	METODOLOGIA.....	77
4.1	IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO ELÁSTICO 3D PARA TÚNEIS.....	77
4.1.1	Condições iniciais e condições de contorno	77
4.1.2	Escavação do túnel.....	79
4.1.3	Verificação do modelo numérico 3D	79
4.2	COLETA DE DADOS	80
4.2.1	Caso Estudo: Túnel Auxiliar de Jusante da UHE Simplício	80
4.2.2	Parâmetros de caracterização, resistência e deformação do maciço	84
4.2.3	Resultados de FURNAS do monitoramento do túnel	84
4.3	RETROANÁLISE NUMÉRICA DO TÚNEL	86
5	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS 3D	87

5.1	MODELO NUMÉRICO 3D.....	87
5.2	VERIFICAÇÃO DA ANÁLISE 3D COM A SOLUÇÃO DE KIRSCH.....	91
5.3	INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES INICIAIS NO COMPORTAMENTO DO TÚNEL 3D.....	96
5.4	RETROANÁLISE 3D DO TÚNEL AUXILIAR DE SIMPLÍCIO	101
5.4.1	Tensões e deformações.....	106
5.4.2	Comparação com os dados de monitoramento em campo	112
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	116
	REFERÊNCIAS.....	118

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os aspectos gerais que envolvem a presente dissertação, a relevância do tema, além dos objetivos gerais e específicos do mesmo. Por fim, é apresentada a estrutura do trabalho, com os assuntos a serem abordados em cada capítulo.

1.1 ASPECTOS GERAIS

Os altos índices de crescimento urbano têm gerado uma racionalização da ocupação do espaço de superfície. Neste contexto, a execução de obras subterrâneas surgem como solução para diversos problemas de engenharia. Observa-se que túneis têm sido empregados com as mais diversas finalidades, tais como adução de água, linhas elétricas e de comunicações, composição de sistemas de transportes, desvio de cursos d'água, além de estruturas auxiliares em hidroelétricas.

A rocha difere da maioria dos outros materiais de engenharia por conter fraturas de diversos tipos, o que torna sua estrutura descontínua. Assim, uma distinção clara deve ser feita entre o elemento de rocha, ou material rochoso, e o próprio maciço rochoso como um todo. Material rochoso é o termo usado para designar a rocha intacta entre as discontinuidades (BRADY; BROWN, 2004).

A construção de estruturas subterrâneas em maciço rochoso exige certos cuidados diferenciados, principalmente no tocante à correta estimativa das deformações do maciço e das pressões alcançadas no suporte do túnel. Durante muito tempo os projetos e as etapas construtivas baseavam-se exclusivamente em métodos empíricos.

No entanto, o emprego de modelos constitutivos mais sofisticados em situações mais complexas, com variadas trajetórias de tensões ocorrendo simultaneamente, como é o caso da escavação de um túnel, só se fez possível mediante análises numéricas auxiliadas por computadores (FRANÇA, 2006).

Este trabalho é uma continuação do trabalho de Vissoto Junior (2009) em que foram realizadas análises numéricas 2D da interação maciço suporte, com a utilização de metodologias para simular o efeito 3D numa análise bidimensional. O estudo irá verificar e validar a metodologia utilizada por Vissoto Junior (2009) a partir das simulações 3D utilizando-se o mesmo caso.

1.2 RELEVÂNCIA DO TEMA

No Brasil, com o aproveitamento do potencial das usinas hidrelétricas de pequeno e médio porte, principalmente a partir da última década, uma quantidade considerável de túneis, que compõem o sistema de adução de água para geração, está em construção. Isto se deve ao fato de que os túneis são mais econômicos do que os condutos forçados construídos em aço (FURNAS, 2006).

Segundo Foa *et al* (2005), as vantagens de uma estrutura subterrânea, em particular aquelas relacionadas com a proteção do meio ambiente, não são facilmente quantificadas em termos de valor monetário, o que torna desproporcional a comparação de obras subterrâneas com soluções superficiais.

A movimentação do maciço associada com escavações subterrâneas é de grande interesse, não apenas devido aos efeitos dos danos que podem vir a ocorrer nas adjacências da escavação, mas também devido à relaxação do maciço na direção do túnel durante a escavação. Isto pode levar a significativas reduções dos carregamentos que serão transferidos para o sistema de suporte, comparado com aquelas que poderiam ser calculadas para as tensões iniciais no maciço (VAN DER BERG *et al*, 2003). Nesse sentido, o adequado conhecimento a respeito do comportamento do meio é fundamental para redução de custos e otimização de projetos de escavações subterrâneas.

De acordo com Gioda e Swoboda (1999), a engenharia de túneis é talvez uma das poucas áreas da mecânica dos solos aplicada onde os métodos numéricos são utilizados na prática. O sucesso no crescimento de análises numéricas em obras subterrâneas reside no fato de ser possível, via ferramenta numérica, reproduzir boa parte das características desse empreendimento, como é o caso de geometrias e contornos complexos, modelos constitutivos avançados e a sequência construtiva da obra.

As análises tridimensionais por sua vez, são as que reproduzem com maior fidelidade o comportamento do maciço e sua interação com o suporte. Sendo assim, o desenvolvimento de análises construtivas e simulações numéricas de aberturas subterrâneas são de grande relevância, sobretudo quando se têm a disposição dados de monitoramento em campos de obras reais, possibilitando a validação das análises.

1.3 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo principal o desenvolvimento e a implementação de análises numéricas 3D do túnel auxiliar a jusante em maciço rochoso, da UHE de Simplício. Para tanto foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Implementação numérica do modelo constitutivo elástico 3D para o maciço rochoso.
- Desenvolvimento das análises numéricas 3D do túnel, e sua verificação com soluções fechadas.
- Simulação numérica 3D do túnel auxiliar 3 da UHE Simplício e da retroanálise com auxílio dos resultados de monitoramento da convergência em campo (VISSOTTO JUNIOR, 2009).

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

A estrutura dessa dissertação é composta por sete capítulos:

Capítulo 1. São apresentados aspectos gerais e a relevância do tema alvo da pesquisa, além dos objetivos da mesma.

Capítulo 2. São abordados os métodos de escavações de túneis em rochas com suas particularidades e limitações.

Capítulo 3. Enfatiza os métodos de dimensionamento e análise de túneis em rochas, contextualizando as abordagens empíricas, analíticas e numéricas.

Capítulo 4. É apresentada a metodologia proposta para o desenvolvimento da análise numérica de um túnel em rocha.

Capítulo 5. Aborda os resultados das simulações numéricas, comparando-se os mesmos com resultados de soluções fechadas.

Capítulo 6. É realizada uma retroanálise de um caso real de um túnel em rocha por meio de resultados de monitoramento de convergência levantados em campo.

Capítulo 7. São apresentadas as conclusões deste trabalho e as recomendações de temas para trabalhos futuros.

Apêndice A. Sequenciamento numérico para o túnel circular

Apêndice B. Sequenciamento numérico para o túnel ferradura – caso estudo.

CAPÍTULO 2

ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS EM ROCHAS

Neste capítulo serão abordados aspectos relevantes do comportamento mecânico de maciços rochosos, tais como parâmetros de caracterização e resistência do maciço rochoso. Em seguida, serão apresentados métodos de escavação de túneis em rocha, com suas particularidades e limitações.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Durante as fases de análise de viabilidade e projetos preliminares de escavações, quando poucos dados estão disponíveis quanto ao maciço rochoso, o uso dos sistemas geomecânicos de classificação de maciços rochosos pode contribuir com informações importantes (HOEK, 2007). Além disso, estimativas confiáveis de resistência e de deformação dos maciços rochosos são necessárias para todas as análises tensão/deformação de tais escavações. Neste sentido, parâmetros de caracterização, deformação e resistência estão intimamente interligados e são determinantes quanto ao comportamento mecânico do maciço.

A rocha difere da maioria dos outros materiais de engenharia por conter fraturas de diversos tipos, o que torna sua estrutura descontínua. Assim, uma distinção clara deve ser feita entre o elemento de rocha ou material rochoso, e o próprio maciço rochoso como um todo. Material rochoso é o termo usado para designar a rocha intacta entre as descontinuidades (BRADY; BROWN, 2004).

Sob a designação de descontinuidade engloba-se qualquer meio geológico que interrompa a continuidade física de um dado meio rochoso, a exemplo de diaclases, falhas, superfícies de estratificação, superfícies de xistosidade, superfícies de contacto entre formações, etc. Em termos práticos pode-se designar por descontinuidade qualquer superfície natural em que a resistência à tração é nula ou muito baixa (ISRM, 1978). Neste sentido como afirmam Hoek *et al* (1995), o mapeamento geológico estrutural consiste em medir a

orientação dos planos (dobras, planos de estratificação ou falhas) que atravessam o maciço rochoso. Outras características desses planos, como a superfície, a rugosidade, a persistência, o espaçamento e as condições atmosféricas também podem ser avaliadas e incorporadas em sistemas de classificação. A orientação e a inclinação de qualquer alteração estrutural dos planos são definidas por duas medidas que podem ser expressas como “*dip*” (mergulho) e “*dip direction*” (direção do mergulho), consistindo em informações úteis na caracterização das descontinuidades. As definições desses termos estão ilustradas na Figura 2.1.

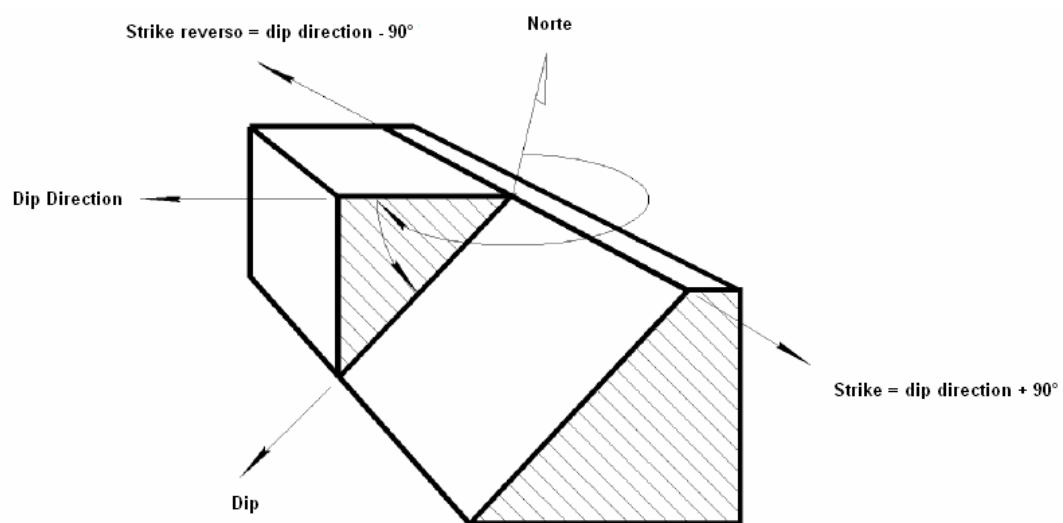


Figura 2.1 Ilustração dos conceitos de *Strike*, *Dip* e *Dip Direction* (HOEK et al, 1993)

As informações de “*Dip*” e “*Dip Direction*” podem ser adicionadas na periferia de um diagrama circular. Esse método de disposição dos dados de orientação das descontinuidades é chamado de projeção estereográfica ou hemisférica. Brady e Brown (2004) definem a projeção hemisférica com um método de representação e análise tridimensional das relações entre os planos e as linhas localizados no espaço 3D em um diagrama bidimensional. O método foi desenvolvido como uma ferramenta para utilização em geologia estrutural, mas foi ampliado e utilizado para resolver problemas de engenharia. A base do método e sua aplicação clássica a condições geológicas são descritas pelo ISRM (1978).

Na projeção estereográfica, os pólos representam a orientação dos planos e são a melhor forma de examinar a orientação de um grande número de descontinuidades, permitindo

também visualizar sua concentração, numa representação das famílias das descontinuidades. Essa forma de disposição destes dados pode ser executada manualmente ou por intermédio de ferramentas computacionais. Na Figura 2.2 tem-se a seqüência construtiva de uma representação esteriográfica.

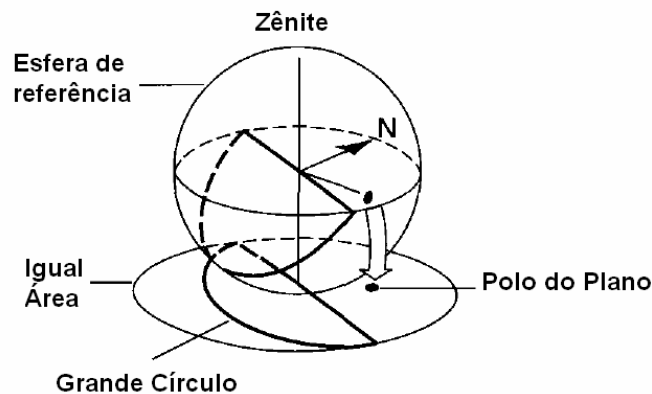


Figura 2.2 Projeção esteriográfica: plano projetado como grande círculo com seu pólo correspondente.

Após a descrição da medida de orientação das descontinuidades é clara a importância destas no comportamento do maciço rochoso. Sendo assim, e com base na experiência de diversos pesquisadores, é possível encontrar na literatura diversos sistemas de classificações de maciços rochosos, dentre estes podemos destacar os sistemas RMR (HOEK; BROWN, 1997), Q (BARTON, 2002) e GSI (HOEK *et al.*, 1995).

2.1.1 Sistema de classificação do maciço rochoso (RMR)

O sistema empírico de classificação geomecânica RMR (*Rock Mass Rating*) foi proposto por Bieniawski em 1974, varia de 0 a 100 e têm sua aplicação principal em projetos de túneis. Foi desenvolvido com a utilização de dados obtidos a partir de escavações em rochas sedimentares da África do Sul. É composto de 5 parâmetros para classificar o maciço rochoso:

- Resistência à compressão do material rochoso (σ_{ci})
- Índice RQD (porcentagem de partes intactas de um testemunho maiores que 100 mm em relação ao comprimento do mesmo, sendo este inferior a 2 m);
- Espaçamento das descontinuidades;
- Características das descontinuidades; e

- Condições de percolação de água.

Adicionalmente podemos citar um sexto parâmetro, definido quanto à orientação das descontinuidades que deve ser considerado para aplicações específicas em túneis, taludes e fundações (BRADY; BROWN, 2004).

Na Tabela 2.1 são definidos os parâmetros de classificação definidos por Bieniawsky (1989) segundo os cinco parâmetros anteriormente citados. O efeito de orientação das descontinuidades pode ser analisado por intermédio da Tabela 2.2.

Tabela 2.1 - Parâmetros de classificação segundo Bieniawsky (1989).

A PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO COM SEUS PESOS								
Parâmetro			Faixa de valores					
1	Resistência da rocha intacta (MPa)	Índice de carga puntiforme	>10	4-10	2-4	1-2	Para menores valores, recomenda-se ensaio (σ_c)	
		Resistência a compressão uniaxial	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5
	Peso		15	12	7	4	2	1
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25	
	Peso		20	17	13	8	3	
3	Espaçamento das descontinuidades		>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm	
	Peso		20	15	10	8	5	
4	Padrão das descontinuidades (ver tabela E)		Superfície muito rugosa, e sem alteração, fechadas e sem persistência	Superfície pouco rugosa e levemente alteradas, abertura <1 mm	Superfície pouco rugosa e muito alteradas, abertura <1 mm	Superfície estriada ou espessura de preenchimento <5 mm ou abertura persistente de 1-5 mm	Espessura de preenchimento com material argiloso >5 mm ou abertura persistente >5 mm.	
	Peso		30	25	20	10	0	
5	Ação da água subterrânea	Vazão de infiltração por 10 m de túnel (l/m)	nulo	<10	10-25	25-125	>125	
		(pressão de água na junta)/ σ_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5	
		Condições gerais no maciço	Completamente seco	úmido	molhado	gotejamento	fluxo abundante	
	Peso		15	10	7	4	0	

Tabela 2.2 - Efeito das descontinuidades na escavação segundo Bieniawsky (1989).

Direção da Descontinuidade Perpendicular ao eixo do Túnel				Direção da descontinuidade Paralela ao eixo do Túnel		Mergulho de 0-20° independente da direção
Mergulho 45-90°	Mergulho 20-45°	Mergulho contrário 45-90°	Mergulho contrário 20-45°	Mergulho 45-90°	Mergulho 20-45°	
Muito Favorável	Favorável	Regular ou Moderado	Desfavorável	Muito Favorável	Desfavorável	Desfavorável

2.1.2 Índice de qualidade Q

O índice de qualidade Q (*Tunnelling Quality Index*) foi proposto por Barton *et al.* (1974) como forma de se estimar os suportes de túneis em função da qualidade do maciço rochoso. Seu valor varia segundo uma faixa logarítmica de 0,001 até 1000, podendo ser definido pela equação (2.1).

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (2.1)$$

Sendo:

J_n Índice de influência do número de famílias das descontinuidades;

J_r Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades;

J_a Índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades;

J_w Índice de influência da ação da água subterrânea;

SRF Índice de influência do estado de tensões no maciço rochoso (*Stress Reduction Factor*);

RQD Qualidade do testemunho de sondagem.

2.1.3 Índice de resistência geológica (GSI)

Hoek (1994) e Hoek *et al.* (1995) introduziram um sistema de classificação de maciços rochosos conhecido como o Índice de Resistência Geológica (GSI ou *Geological Strength Index*). Este foi desenvolvido como uma forma de fusão dos sistemas RMR e Q, para fins de obtenção de parâmetros geomecânicos de maciços rochosos. Este pode ser calculado em função do próprio RMR, considerando o maciço seco e não fazendo a correção devida à orientação da descontinuidade, já que pressão de água e orientação de descontinuidade são consideradas condições do tipo de projeto e, portanto, não devem afetar os parâmetros do maciço rochoso. Desta forma para $RMR_{76} > 18$ e $RMR_{89} > 23$ temos respectivamente as equações (2.2) e (2.3).

$$GSI = RMR_{76} \quad (2.2)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (2.3)$$

Quando os valores de RMR forem inferiores a 18 (versão 76) ou 23 (versão 89), deve-se utilizar o sistema Q de Barton. Para a utilização do sistema Q não se considerará SRF nem o efeito da água subterrânea J_w na determinação do critério de ruptura, já que estes fatores são condições do tipo de projeto. Então o valor modificado de Barton será:

$$Q' = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \quad (2.4)$$

O valor de GSI será então:

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (2.5)$$

2.2 RESISTÊNCIA DO MACIÇO ROCHOSO

O critério de resistência de Coulomb pode ser expresso como: “não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f\sigma$, sendo que c e f são constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento”. Os parâmetros c e f são denominados, respectivamente, coesão e coeficiente de atrito interno, podendo este ser expresso como tangente de um ângulo, denominado ângulo de atrito interno ϕ . O critério de Mohr pode ser expresso como: “não há ruptura quando o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura observados experimentalmente para o material”. Fazendo-se uma reta como envoltória de Mohr (Figura 3), seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, justificando a expressão critério de Mohr-Coulomb (BRADY; BROWN, 2004).

Este critério foi originalmente escrito em termos da tensão de cisalhamento, τ , e a tensão normal, σ , atuantes no plano representado pelo ponto de tangência de um círculo de Mohr com a envoltória, conforme a equação (2.6).

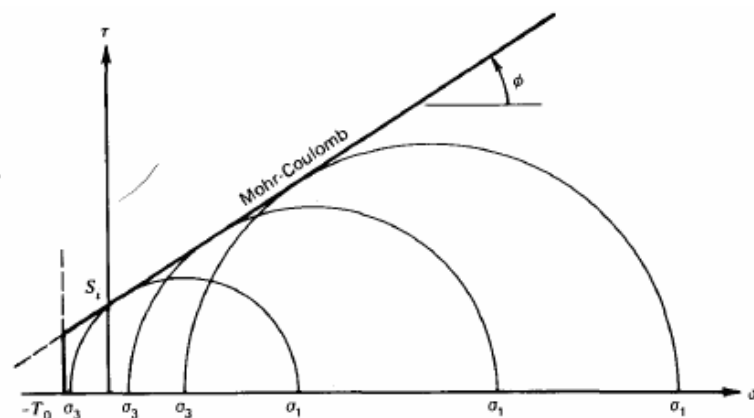


Figura 2.3 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Goodman, 1989).

$$\tau_p = c + \sigma \tan \phi \quad (2.6)$$

Onde:

τ_p - resistência ao cisalhamento (tensão cisalhante de pico);

c - intercepto coesivo (S_i);

σ - tensão normal ao plano de ruptura;

ϕ - ângulo de atrito interno do material.

A equação (2.7), apresenta o critério de Mohr-Coulomb em termos da tensão principal maior (σ_1) e da menor (σ_3):

$$\sigma_1' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3' \quad (2.7)$$

Onde:

ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo do material;

c' - intercepto coesivo efetivo;

σ_1' - tensão principal maior efetiva;

σ_3' - tensão principal menor efetiva.

Com base em resultados experimentais de uma série de ensaios triaxiais em rocha intacta e em experimentos em campo aplicando os sistemas de classificação geomecânica (GSI), Hoek e Brown (1980) propuseram uma função potência para a condição de ruptura, que também pode ser aplicada a rochas anisotrópicas e fraturadas. No espaço das tensões principais efetivas, esta condição, conhecida como critério de Hoek e Brown original, pode ser expressa pela equação (2.8).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.8)$$

Onde:

σ_1' - tensão principal maior efetiva na ruptura;

σ_3' - tensão principal menor efetiva na ruptura;

σ_{ci} - resistência à compressão uniaxial simples;

m_b - constante para maciço rochoso;

s, a - constantes que dependem das características do maciço rochoso.

Para maciços de boa qualidade, com descontinuidades fechadas, pouco alterados com blocos angulares, o valor de “a” é assumido igual a 0,5. Já em maciços de qualidade ruim, muito alterado ou intemperizado, com descontinuidades cisalhadas, em que a resistência à tração é assumida nula, o valor de “s” é assumido igual a zero. Para o cálculo das constantes, m_b , a e s para os casos em que não são pré-determinados, Hoek (1994) definiu relações a partir do índice GSI:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (2.9)$$

$$s = e^{\left[\frac{GSI-100}{9-3D}\right]} \quad (2.10)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2.11)$$

Onde:

m_i - constante da rocha intacta;

D - fator de distúrbio.

Na Figura 2.4 tem-se um comparativo entre os critérios de Mohr-Coulomb e Hoek e Brown.

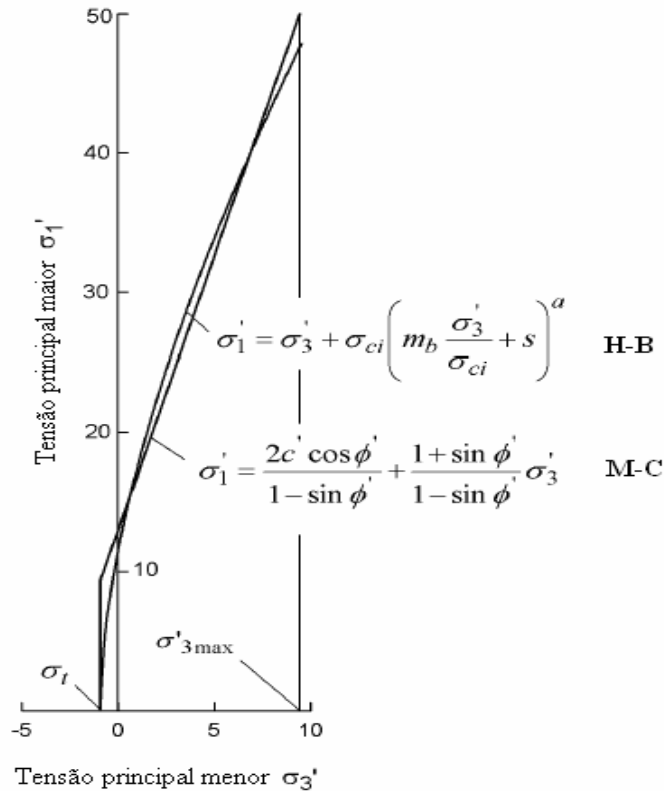


Figura 2.4 Representação gráfica do critério de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown (modificado - HOEK, 2007).

2.3 MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

Consiste no método em que a frente de escavação é afetada pela pressão atmosférica e cujo suporte é instalado com certo atraso com relação à frente de escavação. O método mais utilizado mundialmente que segue esta rotina é o Novo Método Austríaco de Túneis (NATM - *New Austrian Tunneling Method*), foi desenvolvido por especialistas austríacos em túneis como Von Rabcewicz, Pacher, Muller-Salzburg (KOLYMBAS, 2005).

O NATM consiste de um método que conduz a uma estabilização pelo alívio controlado de pressão (RABCEWICZ, 1964). Os princípios básicos deste método, segundo Singh (2006) consistem em:

- mobilização da resistência do maciço rochoso;
- proteção de concreto projetado para preservar a capacidade de carga do maciço;

- extensa monitorização de deformações;
- fornecimento de um suporte flexível, porém ativo;
- desenvolvimento de uma espécie de anel de capacidade de carga capaz de controlar as deformações do maciço (como visto na Figura 2.5).

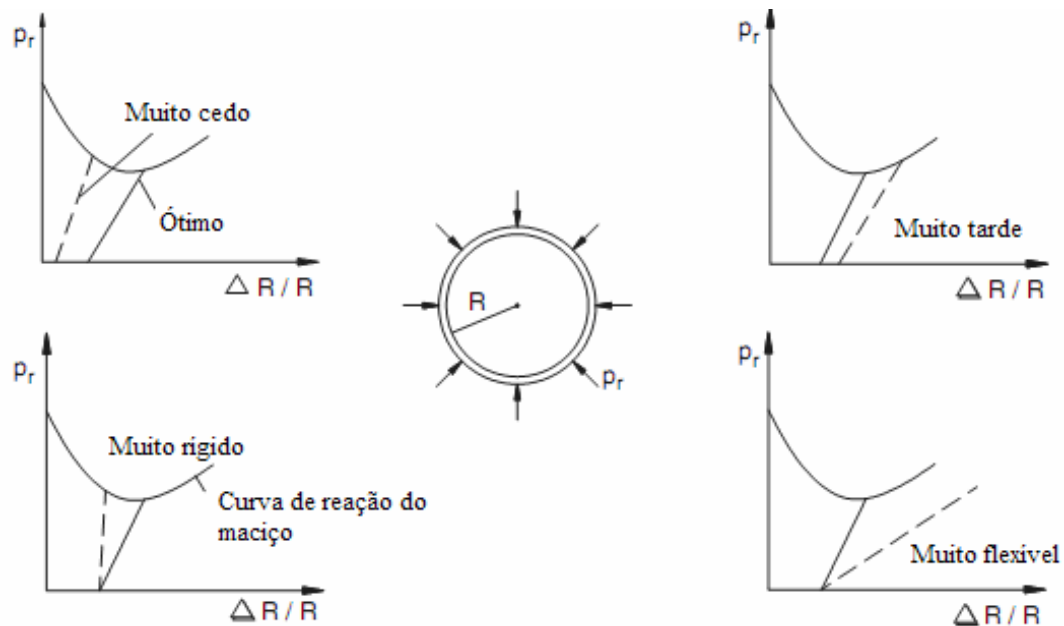


Figura 2.5 Filosofia do NATM – instalação do suporte (SINGH, 2006).

O NATM surgiu como uma grande inovação no campo da abertura de túneis em rochas brandas, visto que apresentava conceitos totalmente opostos aos até então vigentes sobre mecanismo de estabilização do maciço escavado. A idéia que se tinha até o surgimento deste método é que após a escavação, a cavidade deveria ser escorada o quanto antes implicando na utilização de um sistema de suporte de grande espessura para suportar os altos níveis de tensões em torno das paredes do túnel, resultando em longos prazos de construção e elevados custos (MARTINS, 2008). A Figura 2.6 ilustra uma típica geometria de seção transversal de um túnel proposta por Rabcewicz (1964). Os algarismos romanos indicam a ordem da sequência de escavação e instalação do suporte.

e) A questão consiste em saber como utilizar a capacidade do maciço como auto-suporte. É indicado que os espaçamentos dos arcos de aço sejam ajustados de acordo com as condições de compressão, devendo-se controlar e monitorar a redistribuição de tensões e de deslocamentos.

No NATM, o dimensionamento do suporte baseia-se na interação com o maciço, aproveitando a capacidade resistente do terreno para conseguir a estabilidade da seção. Dessa forma, o entendimento de um dos métodos mais antigos de análise de interação entre o maciço e o suporte, o método de Convergência-Confinamento, reforça ainda mais os conceitos propostos pelo método NATM (MARTINS, 2008). O método da Convergência-Confinamento utiliza curvas características que são relações entre a pressão, P , e deslocamento radial, u , do maciço e do suporte.

2.4 MÉTODO DE ESCAVAÇÃO MECANIZADO

Consiste na utilização de aparato mecanizado que realiza a escavação em área plena. Normalmente utiliza-se a chamada Autoperfuratriz de Grande Diâmetro – TBM (*Tunnel Boring Machine*). A TBM (Figura 2.7) consiste de uma máquina para escavação de túneis em rocha dura com uma faixa circular da cabeça de corte, geralmente equipado com cortadores de disco. A rocha é cortada com o uso dessa ferramenta de escavação pela rotação do cortador e pela pressão da lâmina sobre a face de escavação. A decisão de utilizar um TBM também requer melhor investigação geológica, se comparado com o método de perfuração e detonação, além de um extenso planejamento quanto à condução de todo o processo de apoio (MAIDL *et al.*, 2008).



Figura. 2.7 TBM utilizada na Linha Amarela do Metro de São Paulo em 2009.

Segundo Singh (2006), com o advento das modernas máquinas de escavação de túneis, embora o investimento inicial seja alto, o custo de retorno é relativamente baixo nos túneis longos (com mais de 2 km de extensão), exceto em solos moles. Além disso, o projeto de construção de túneis é concluído em menor tempo, fornecendo um retorno econômico mais cedo, reduzindo com isso os custos dos juros sobre o capital de investimento.

CAPÍTULO 3

MÉTODOS PARA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TÚNEIS EM ROCHAS

O dimensionamento e as análises de túneis em rochas podem ser contextualizadas basicamente em abordagens empíricas, analíticas e/ou numéricas. As características destas, com ênfase nos métodos numéricos, serão apresentadas a seguir.

3.1 MÉTODOS EMPÍRICOS

O método empírico é aquele que depende fortemente da experiência do autor do método (sistema de classificação geomecânica) e do grau de concordância do projeto em questão com os casos registrados. Alguns desses métodos, que foram mais desenvolvidos para túneis em rocha, buscam fundamentos físicos ou teóricos para relacionar as leis de comportamento do maciço rochoso com dados de experiência (VARGAS, 1997).

Dentre os métodos empíricos disponíveis na literatura pode-se citar o sistema RMR, conforme mostra a Tabela 3.1, que relaciona as características do maciço rochoso com especificações de túneis (diâmetro profundidade), sugerindo a escolha de um suporte mais adequado para cada situação.

Tabela 3.1 - Guia para escavação e suporte para túneis com 10 m de largura de acordo com o sistema RMR
(modificado – BIENIAWSKI, 1989).

Tipo de Maciço Rochoso	Método de escavação	Tirantes (diâmetro de 20 mm, com calda de concreto)	Concreto projetado	Cambotas metálicas
I Rocha excelente RMR: 81-100	Face completa Avanço de 3 m	Geralmente não precisa suporte exceto tirantes localizados curtos		
II Rocha boa RMR: 61-80	Face completa Avanço de 1 a 1,5 m suporte pronto a 20 m da face.	Tirantes localizados no teto de 3 m de comprimento e espaçados 2,5 m, malha de aço opcional.	Espessura de 50 mm no teto, onde necessitar.	Nulo
III Rocha média RMR: 41-60	Frente de escavação em bancadas (berma) 1,5 a 3 m de avanço na calota. Instalação do suporte após cada escavação a fogo Suporte pronto a 10 m da face	Tirantes espaçados 1,5 a 2 m, de 4 m de comprimento, no teto e paredes, com malha de aço no teto.	Espessura de 50 a 100 mm no teto e 30 mm nas paredes.	Nulo
IV Maciço fraturado RMR: 21-41	Frente de escavações em camadas Avanço da calota de 1 a 1,5 m. Instalação do suporte paralelo com a escavação, a 10 m da frente.	Tirantes espaçados 1 a 1,5 m, de 4 a 5 m de comprimento, teto e paredes, com malha de aço.	Espessura de 100 a 150 mm no teto e 100 mm nas paredes.	Cambotas metálicas leves a médias, espaçadas de 1,5 m, onde precisar.
V Maciço muito fraturado RMR: < 20	Múltiplas frentes Avanço da calota de 0,5 a 1,5 m. Instalação do suporte paralelo com a escavação. Concreto projetado logo que possível após a escavação fogo.	Tirantes espaçados 1 a 1,5 m, de 5 a 6 m de comprimento em teto e paredes com malha de aço, atirantado invertido.	Espessura de 150 a 200 mm no teto e 150 mm nas paredes, e 50 mm na face.	Cambotas metálicas médias a pesadas, espaçadas de 0,75 m, com aduelas de aço. Arco invertido.

Barton *et al* (1974) definiram uma expressão para uma grandeza chamada “Dimensão Equivalente”, que relaciona a dimensão da escavação (diâmetro ou altura) com o

parâmetro ESR (Índice de Suporte do tipo de Escavação), definido pela Tabela 3.2. Plotando-se o Índice de Qualidade Q (*Tunneling Quality Index*), em função da dimensão equivalente, como mostra a Figura 3.1, tem-se o número das categorias de suporte necessárias. Na Tabela 3.3 é possível identificar as especificações de cada uma dessas categorias (GRIMSTAD; BARTON, 1993).

Tabela 3.2 - Índice de suporte de escavação (ESR) apropriado para vários tipos de escavações subterrâneas (modificado – BARTON *et al*, 1974).

Tipo de Escavação		ESR	Número de Casos Analisados
A	Escavações em minas temporárias	3 a 5	2
B	Túneis verticais (poços): seção circular	2,5	
	seção retangular ou quadrada	2	
C	Escavações em minas permanentes, Túneis com fluxo de água (excluindo Túneis de adução a alta pressão), Túneis piloto, Túneis de ligação de poços, e frentes de avanço de grande porte.	1,6	83
D	Cavernas de estocagem, plantas de tratamento de água, pequenas auto-estrada e linhas ferroviárias subterrâneas, acesso a cavernas confinadas, Túneis de acesso em geral	1,31	25
E	Usinas hidrelétricas, grandes auto pistas e linhas ferroviárias subterrâneas, cavernas de segurança, portais, interseções.	1	73
F	Estações nucleares subterrâneas, estações ferroviárias subterrâneas, fábricas.	0,8	2

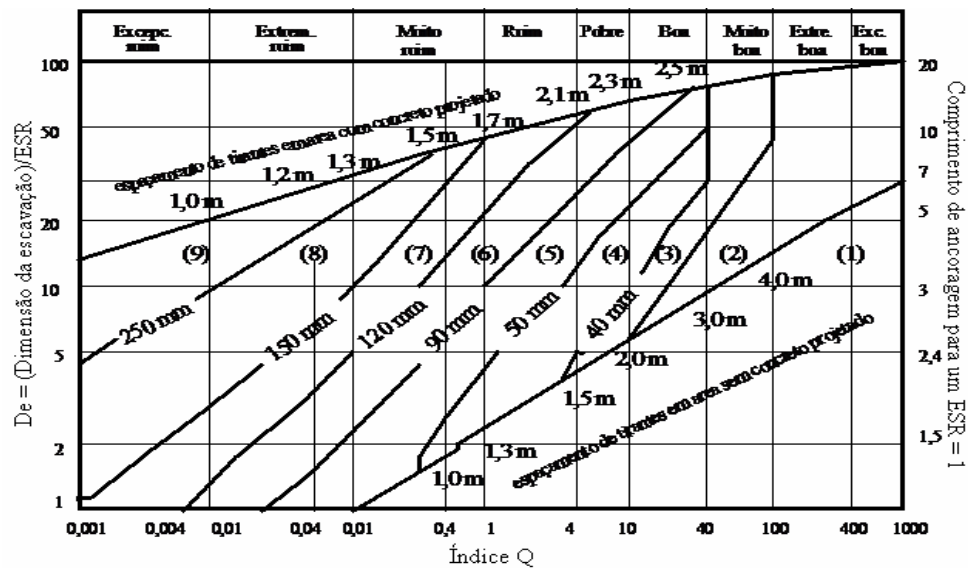


Figura 3.1 - Representação de $(Q \times De = B/ESR)$, sistema Q para classificação dos maciços rochosos e escolha do tipo de suporte (modificado – GRIMSTAD; BARTON, 1993).

Tabela 3.3 - Categorias de suporte com suas especificidades (modificado – GRIMSTAD; BARTON, 1993)

(1) Sem suporte	(6) Concreto projetado reforçado com fibra de aço, de espessura de 90-120 mm, e com tirantes
(2) Tirantes curtos localizados	
(3) Sistema de tirantes	(7) Concreto projetado reforçado com fibra de aço, de espessura de 120-150 mm, e com tirantes
(4) Sistema de tirantes com concreto projetado de 40-50 mm	(8) Concreto projetado reforçado com fibra de aço, de espessura de > 150 mm, reforçado com arcos de concreto e tirantes
(5) Concreto projetado reforçado com fibra de aço, de espessura de 50-90 mm, e com tirantes	
	(9) Estrutura de concreto

3.2 MÉTODOS ANALÍTICOS

Por meio dos parâmetros mecânicos do maciço e da geometria da abertura, os métodos analíticos representam o comportamento tensão x deformação da escavação com base em equações que irão determinar as tensões, as deformações e os deslocamentos induzidos pela escavação do túnel. Esses métodos assumem, geralmente, condições simplificadas de geometria, meio homogêneo infinito ou semi-infinito, leis constitutivas (não consideram

temperatura nem tempo) para o maciço, suporte elástico ou elasto-plástico, carregamento hidrostático ($K=1$) e estado plano de deformações (2D). Por isso são bastante limitadas e usadas apenas para verificação qualitativa do comportamento da escavação, da tendência das formas de ruptura, ou das dimensões iniciais de projeto (PAVONI; PORTUGAL, 1993).

O módulo de deformação *in situ* de um maciço rochoso é um importante parâmetro em qualquer análise numérica e na interpretação das deformações e no controle de convergência de aberturas subterrâneas. A medição desse parâmetro em campo requer ensaios muito onerosos e demorados, que podem apresentar várias interpretações e pouca confiabilidade. Várias tentativas têm sido empreendidas para desenvolver métodos para estimar o seu valor com base em classificações de maciços rochosos (HOEK *et al*, 1995).

Hoek e Diederichs (2006) reexaminaram os métodos empíricos existentes para as estimativa do módulo de deformação, tendo encontrado um grande número de erros, principalmente em maciços muito “pobres” e em maciços rochosos de grande resistência. Com base em análises de dados obtidos na China e em Taiwan os pesquisadores propuseram uma relação para o módulo de deformação, E_m , (Equação (3.1)) em função do fator de distúrbio, D , e do índice de resistência geológico (GSI), relação esta que se ajustou a 90% dos dados utilizados.

$$E_m (MPa) = 10^5 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{\left[\frac{75 + 25D - GSI}{11} \right]}} \right) \quad (3.1)$$

Outros pesquisadores também propuseram correlações para a estimativa do módulo de deformação E_m de maciços rochosos conforme apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Resumo de correlações empíricas para a determinação do módulo de deformação em kPa.

Bieniawsky (1978)	$E_m = 2RMR - 100$
Serafim e Pereira (1983)	$E_m = 10 \frac{(RMR - 10)}{40}$
Grimstad e Barton (1993)	$E_m = 25 \log Q$
Mitri et al. (1994)	$E_m = E_i \left[0,5 \left(1 - \left\{ \cos \pi \frac{RMR}{10} \right\} \right) \right]$
Hoek e Brown (1998)	$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{GSI - 100}{40} \right)}$
Read et al. (1999)	$E_m = 0,1 \left(\frac{RMR}{10} \right)^3$
Ramamurthy (2004)	$E_m = E_i e^{(-0,0035[250(1-0,3 \log Q)])}$
Ramamurthy (2004)	$E_m = E_i e^{(-0,0035[5-(100-RMR)])}$

O coeficiente de Poisson (ν) por sua vez é a taxa de deformação transversal correspondente a uma deformação axial em um material tensionado ao longo de seu eixo. Para uma amostra de rocha sujeita a um carregamento axial, o coeficiente de Poisson (ν) pode ser expresso pela Equação (3.2):

$$\nu = -\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_a} \quad (3.2)$$

Onde:

ε_l - deformação lateral;

ε_a - deformação axial.

Dessa forma, o coeficiente de Poisson pode ser determinado pela medição das deformações lateral e axial a partir do ensaio de compressão uniaxial em amostras de rochas. Este coeficiente também pode ser calculado por meio de ensaios de velocidade de onda em meios elásticos, segundo a Equação 3.3.

$$\nu = \frac{\frac{1}{2} \left(v_p / v_s \right)^2 - 1}{\left(v_p / v_s \right)^2 - 1} \quad (3.3)$$

Onde:

v_p - velocidade da onda longitudinal;

v_s - velocidade da onda transversal.

3.2.1 Análise elástica para túnel circular (Kirsch)

Soluções analíticas sempre desempenharam um papel importante na mecânica das rochas. Os primeiros modelos vêm das soluções fechadas para o cálculo das tensões em torno de uma abertura circular em uma placa metálica. Esta solução foi publicada por Kirsch, em 1898, tendo este trabalho servido de estudo de base para muitos outros relacionados ao comportamento da rocha em torno de túneis e poços (HOEK, 2007).

Seguindo pelo caminho proposto por Kirsch, pesquisadores como Love (1927), Muskhelishvili (1953) e Savin (1961) *apud* Hoek *et al*, 1995, publicaram soluções para escavações de várias formas em placas elásticas. O resumo destas soluções e sua aplicação na mecânica das rochas foi publicado por Brown em uma introdução a um volume intitulado Métodos Analíticos e Computacionais em Engenharia de Mecânica de Rochas Mecânica Rock (1987) (HOEK *et al*, 1995). Na Figura 3.2 tem-se uma escavação de seção transversal circular sujeita a um sistema biaxial de tensões, definida por $p_{yy} = p$, e $p_{xx} = Kp$. Neste caso p_{xx} e p_{yy} são as tensões na direção dos eixos x e y respectivamente, p pressão do maciço e K coeficiente de tensão.

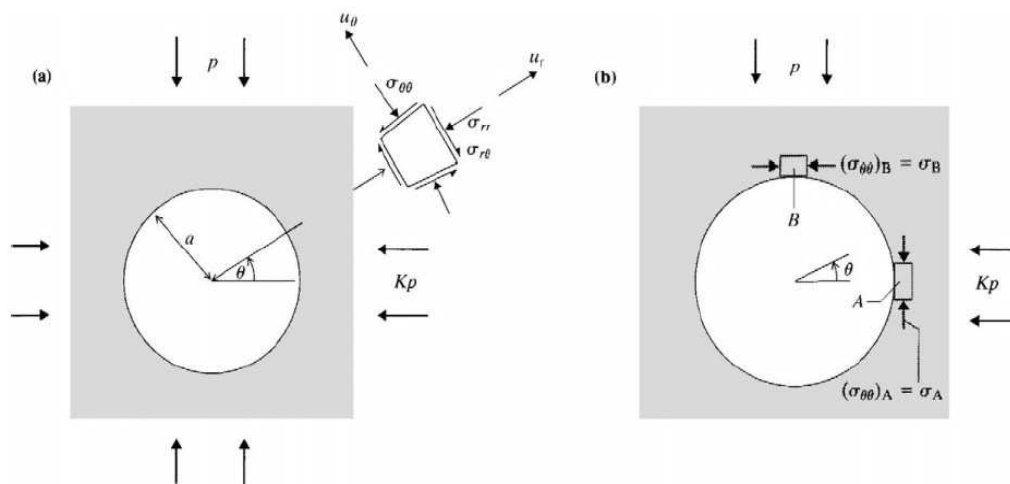


Figura 3.2 Distribuição de tensões em torno de uma escavação circular com tensões biaxiais.

A distribuição de tensões em torno da abertura pode ser facilmente obtida pelas equações (3.4) a (3.6), sobrepondo as tensões induzidas associadas com as tensões em campo p e Kp , como ilustrado na Figura 3.2. A solução completa para a distribuição de tensões e deslocamentos em volta da abertura circular apresentada por Kirsh em 1898 consiste em:

$$\sigma_{rr} = \frac{p}{2} \left[(1+K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-K) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3.4)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{p}{2} \left[(1+K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-K) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (3.5)$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{p}{2} \left[(1-K) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right] \quad (3.6)$$

$$u_r = -\frac{pa^2}{4Gr} \left[(1+K) - (1-K) \left\{ 4(1-\nu) - \frac{a^2}{r^2} \right\} \cos 2\theta \right] \quad (3.7)$$

$$u_\theta = -\frac{pa^2}{4Gr} \left[(1-K) \left\{ 2(1-2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right\} \sin 2\theta \right] \quad (3.8)$$

Onde:

p - pressão do maciço;

K - coeficiente de tensão;

a - raio da abertura;

r - distância radial;

θ - ângulo;

ν - coeficiente de Poisson.

Nestas expressões u_r , u_θ são deslocamentos induzidos pela escavação, enquanto σ_{rr} , $\sigma_{\theta\theta}$, $\sigma_{r\theta}$, são tensões totais após a geração da abertura. Ao substituir $r = a$ nas Equações 3.4 a 3.6, as tensões na fronteira da escavação passam a ser dadas por:

$$\sigma_{\theta\theta} = p \left[(1+K) + 2(1-K) \cos 2\theta \right] \quad (3.9)$$

$$\sigma_{rr} = 0 \quad (3.10)$$

$$\sigma_{r\theta} = 0 \quad (3.11)$$

As equações (3.9) a (3.11) satisfazem a condição de contorno da escavação onde não existem forças de reação. Similarmente, para $\theta = 0$ e r muito grande, tem-se que as tensões componentes são definidas por:

$$\sigma_{rr} = Kp \quad (3.12)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = p \quad (3.13)$$

$$\sigma_{r\theta} = 0 \quad (3.14)$$

De modo que as tensões de campo recuperadas pelas soluções correspondem às tensões impostas em campo. Com relação aos requisitos de equilíbrio, a Equação diferencial de equilíbrio em duas dimensões (2D) para a direção tangencial e sem forças de massa é definido por:

$$\frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} + \frac{2\sigma_{r\theta}}{r} = 0 \quad (3.15)$$

Os termos da Equação (3.15) podem ser substituídos pelas expressões:

$$\frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} = p(1-K) \left(-\frac{2a^2}{r^3} + \frac{6a^4}{r^5} \right) \sin 2\theta \quad (3.16)$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} = -p(1-K) \left(\frac{1}{r} + \frac{3a^4}{r^5} \right) \sin 2\theta \quad (3.17)$$

$$\frac{2\sigma_{r\theta}}{r} = p(1-K) \left(\frac{1}{r} + \frac{2a^2}{r^3} - \frac{3a^4}{r^5} \right) \sin 2\theta \quad (3.18)$$

As verificações dadas pelas equações (3.16) a (3.18) mostram que o equilíbrio na direção tangencial é satisfeito por aquelas expressões. Dessa forma as componentes de deformação podem ser determinadas diretamente através da diferenciação das soluções para deslocamentos e as expressões para as componentes de tensão, empregando as relações tensão-deformação (BRADY; BROWN, 2004).

3.2.2 Análise Elástica para um túnel circular com suporte (Einstein & Schwartz)

Uma outra solução fechada para prever a variação de tensões e deformações do solo ou rocha em que ocorrerá a escavação de um túnel é apresentada no trabalho de Einstein e Schawatz (1979). Bobet (2009) afirma ser esse o método mais conhecido de proposição de soluções analíticas para escavações, baseado na rigidez relativa entre o suporte linear e meio circundante.

De acordo com Carranza-Torres e Fairhurst (2000) a abordagem de Einstein e Schwartz (1979) pode levar a subestimações significativas das cargas e das deformações induzidas no suporte. Já para maciços rochosos caracterizados como “muito pobres” pode haver uma superestimação das cargas e das deformações, ou seja, o método mostrou-se conservador. Esse trabalho foi alvo de estudos realizados por Kim e Eisenstein (2006), tendo encontrado como fator determinante o fato de o método não levar em conta a relaxação de tensões do maciço antes da instalação do suporte. Como forma de suprir esta deficiência os autores utilizaram um critério de redução de carregamento no suporte devido ao atraso de sua instalação (fator de atraso), além de um acréscimo de cargas no suporte devido ao desenvolvimento de zonas plásticas (fator de escoamento). Tudo isto para tentar incluir o efeito 3D da frente de escavação em uma solução analítica 2D.

O método de Einstein e Schwartz (1979) tem como base os princípios do modelo de interação maciço-suporte, baseado no método de convergência-confinamento. Para o método, a magnitude dos carregamentos atuantes no suporte é função de três aspectos inerentes ao processo tridimensional de escavação: (i) a rigidez relativa suporte-maciço; (ii) atraso na instalação do suporte; (iii) plastificação do maciço nas adjacências da escavação (MARTINS, 2008).

GOMES (2006) listou as limitações e as hipóteses que envolvem o método, sendo as principais:

- Túnel profundo com seção circular;
- Maciço em meio contínuo, homogêneo e isotrópico;
- Condições transientes para o maciço e o suporte não consideradas;

- Comportamento elástico para o maciço;
- Suporte trabalhando como anel fechado e com material de comportamento elástico;
- Túnel escavado a seção plena, sem parcialização, e com a face aberta, ou seja, à pressão atmosférica;

A solução fechada proposta por Einstein e Schwartz (1980) para obtenção dos esforços atuantes no suporte, considerando sua rigidez relativa, resulta nas expressões para os esforços internos do suporte, a força normal T , e o momento fletor M , considerando o deslizamento total do maciço em relação ao suporte, ou seja, sem transferência de tensões cisalhantes. As expressões obtidas para o estado plano de tensões, sem levar em conta a redução do carregamento devido ao atraso na instalação do suporte são definidas por:

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta \quad (3.19)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2}(1-K)(1-2a_2^*)\cos 2\theta \quad (3.20)$$

Onde:

- T - esforço normal;
- M - momento fletor;
- P - pressão no maciço;
- K - coeficiente de tensão;
- θ - ângulo.

Para a condição de deslocamento nulo entre o maciço e o suporte tem-se as seguintes equações:

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1-K)(1+2a_2^*)\cos 2\theta \quad (3.21)$$

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{4}(1-K)(1-2a_2^* + 2b_2^*)\cos 2\theta \quad (3.22)$$

Sendo,

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \quad (3.23)$$

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)} \quad (3.24)$$

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad (3.25)$$

$$a_2^* = \frac{(6 + F^*)(1-\nu)}{2F^* (1-\nu) + 6(5-6\nu)} \quad (3.26)$$

$$\underline{b} = \frac{C^* (6 + F^*)(1-\nu) + 2\nu F^*}{3F^* + 3C^* + 2C^* F^* (1-\nu)} \quad (3.27)$$

$$b_2^* = \frac{C^* (1-\nu)}{2\{C^* (1-\nu) + 4\nu - 6\underline{b} - 3\underline{b}C^* (1-\nu)\}} \quad (3.28)$$

Onde:

C^* - é o coeficiente adimensional de compressibilidades, estabelece uma medida de rigidez relativa à compressão do suporte em relação ao maciço;

F^* - é o coeficiente adimensional de flexibilidade, estabelece a rigidez relativa à flexão do suporte em relação ao maciço;

E_s - módulo de deformação do suporte

A_s - área da seção transversal do suporte

I_s - módulo de inércia do suporte;

ν e ν_s - são os coeficientes de Poisson do maciço e do suporte, respectivamente;

K_0^* - é o coeficiente de empuxo ao repouso;

R - é o raio do túnel.

Como já apontado, a previsão de esforços no suporte pelo método simplificado de Einstein e Schwartz (1980) não é apropriada para suporte flexível com propriedades mecânicas variando com o tempo, como é o caso do concreto projetado. Nesse método, a interação maciço-suporte considera este último com propriedades constantes (MARTINS, 2008).

3.2.3 Interação maciço-suporte

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo denominado de elástico perfeitamente plástico, porque o material comporta-se como linear elástico até atingir a plastificação, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. Neste modelo, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, mantendo-se então constante para acréscimos de deformações plásticas (MARTINS, 2008).

Em regiões próximas à abertura da escavação, zona plástica, as tensões induzidas podem atingir a resistência ao cisalhamento do maciço. A partir de uma distância R (raio plástico) do centro da abertura se inicia a zona plástica (Figura 3.3). Nela as tensões induzidas são limitadas pela resistência do maciço, repassando o acréscimo de tensão para a região elástica (PAVONI; PORTUGAL, 1993).

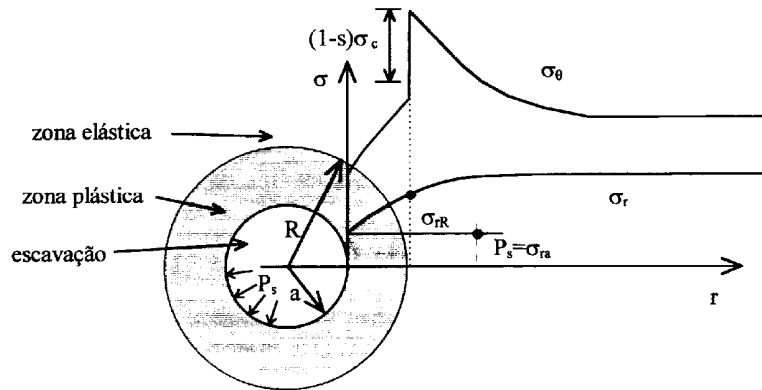


Figura 3.3 Zonas de comportamento elasto-plástico e distribuição de tensões pelo critério de ruptura Mohr-Coulomb.

As expressões para a zona plástica, conforme ilustrado na Figura 3.3, são definidas por:

$$\sigma_r = \left(\frac{s\sigma_c}{1-m} \right) \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^{(1-m)} \right] + (1-\lambda_s) p_o \left(\frac{a}{r} \right)^{(1-m)} \quad (3.29)$$

$$\sigma_\theta = \left(\frac{s\sigma_c}{1-m} \right) \left[1 - m \left(\frac{a}{r} \right)^{(1-m)} \right] + m(1-\lambda_s) p_o \left(\frac{a}{r} \right)^{(1-m)} \quad (3.30)$$

$$R = a \left[\frac{(m-1)(1-\lambda_e)p_o + s\sigma_c}{(m-1)(1-\lambda_s)p_o + s\sigma_c} \right]^{\left(\frac{1}{m-1}\right)} \quad (3.31)$$

$$\lambda_e = \left(\frac{1}{1+m} \right) \left(m-1 + \frac{\sigma_c}{p_o} \right) \quad (3.32)$$

Onde:

- s - denota comportamento dúctil ou se ocorre queda na resistência de pico;
- σ_c - resistência à compressão uniaxial simples;
- m - parâmetro que denota a inclinação da envoltória de resistência;
- a - raio;
- r - distância radial;
- λ_e - parâmetro que relaciona a tensão radial no limite entre as zonas elástica e plástica com a pressão atuante no maciço antes da escavação;
- λ_s - parâmetro que relaciona de suporte com a pressão atuante no maciço;
- p_o - pressão atuante sobre o maciço antes da escavação.

Para a zona elástica, termos:

$$\sigma_r = P_0 - (P_0 - \sigma_{r=R}) \left(\frac{R}{r} \right)^2 \quad (3.33)$$

$$\sigma_\theta = P_0 - (P_0 - \sigma_{r=a}) \left(\frac{R}{r} \right)^2 \quad (3.34)$$

Hoek e Brown (1980) apresentam equações similares ao critério de Mohr-Coulomb, porém com uma envoltória não linear (critério de resistência de Hoek & Brown), em que as tensões são definidas pelas seguintes formulações:

$$\sigma_r = \left(\frac{\overline{m_r} \sigma_c}{4} \right) \left[\ln \left(\frac{r}{a} \right) \right]^2 + \ln \left(\frac{r}{a} \right) \left(\overline{m_r} \sigma_c p_s + \overline{s_r} \sigma_c^2 \right)^{1/2} + p_s \quad (3.35)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \left(\overline{m_r} \sigma_c \sigma_r + \overline{s_r} \sigma_c^2 \right)^{1/2} \quad (3.36)$$

Onde $\overline{m}_r$ e $\overline{s}_r$ são os parâmetros de ajuste para a resistência residual do critério de ruptura não linear de Hoek e Brown. O raio plástico é dado pela Equação (3.37):

$$R = ae^{N - \left(\frac{2}{\overline{m}_r \sigma_c} \right) \left(\overline{m}_r \sigma_c p_s + \overline{s}_r \sigma_c^2 \right)^{1/2}} \quad (3.37)$$

Em que:

$$N = \left(\frac{2}{\overline{m}_r \sigma_c} \right) + \left(\overline{m}_r \sigma_c p_0 + \overline{s}_r \sigma_c^2 - \overline{m}_r \sigma_c^2 M \right)^{1/2} \quad (3.38)$$

$$\lambda_e = \frac{M \sigma_c}{p_0} \quad (3.39)$$

Durante a escavação de túneis em maciços instáveis usando métodos convencionais, muitos tipos de suportes temporários são instalados com o objetivo de estabilizar a abertura antes do revestimento final ser completado. Em alguns casos, o avanço da face do túnel se dá em difíceis condições, tornando muito complexo o projeto da estrutura de suporte necessária para o confinamento da abertura e requerendo, assim, um entendimento da interação maciço-suporte (ORESTE, 2003).

O método da convergência-confinamento (CCM) baseado na suposição simplificada de um túnel circular em um campo de tensões hidrostático, representa uma resposta clássica a essa exigência. No entanto, uma análise cuidadosa tem mostrado que as cargas são normalmente subestimadas pelo procedimento CCM convencional (WONG; KAISER, 1991; BERNAUD; ROUSSET, 1996).

Segundo Oreste (2003), a medida ou a determinação desse deslocamento não é tarefa fácil por ser função da operacionalização da obra, dependendo assim de parâmetros técnicos como as características mecânicas do maciço, a rigidez do suporte e o ponto de equilíbrio. O deslocamento u_0 é composto por uma parcela correspondente aos deslocamentos radiais que ocorreria antes da passagem da frente pela seção em análise, e uma parcela devida aos deslocamentos radiais desenvolvidos pelo atraso na instalação do suporte. Como uma primeira aproximação, u_0 é função da distância da face de escavação, onde o suporte é instalado, do diâmetro do túnel e das características mecânicas do maciço (PANET; GUENOT, 1982, ORESTE; PEILA, 1996).

O método da convergência-confinamento também foi estudado por Oreste e Peila (1996). Por meio da relação entre as tensões radial nas paredes da cavidade e os deslocamentos radiais são construídas curvas características do suporte e a curva de reação do maciço, mostrando claramente o equilíbrio em termos de tensão e deslocamento para o estudo de interação maciço-suporte (Figura 3.4).

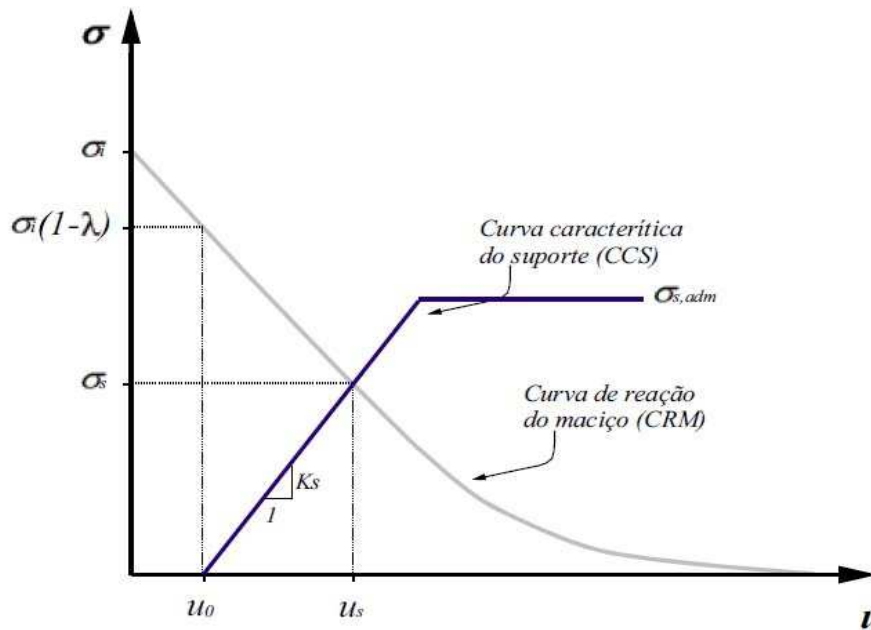


Figura 3.4 Curva de reação do maciço e curva característica do suporte (MARTINS, 2008).

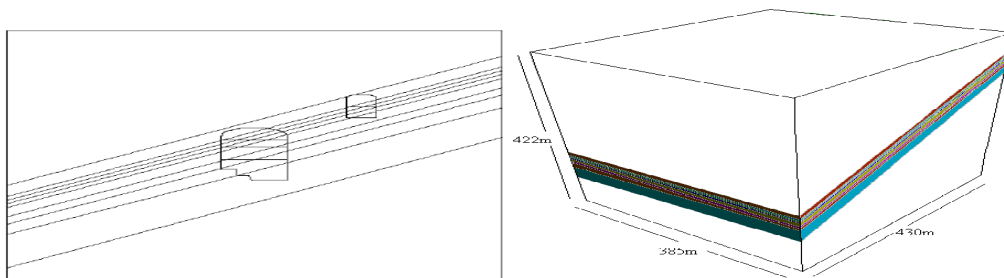
O estudo da interação maciço-suporte é de extrema importância no projeto e na construção de um túnel. Por outro lado existem varias tentativas e vários fatores que limitam a análise da interação maciço suporte a partir de soluções analíticas em 2D. Isto mostra a importância de uma análise 3D na busca de superar as limitações encontradas pelas soluções 2D e inclusive propor metodologias e formas de ajuste das soluções analíticas em 2D.

3.3 MÉTODOS NUMÉRICOS

O projeto e análise de escavações subterrâneas na engenharia civil e de minas usualmente empregam alguma forma numérica de análise de tensões. Tanto o método dos elementos de contorno e o método dos elementos finitos são comumente usados para analisar a estabilidade das obras subterrâneas e determinar a sua seqüência ideal.

Modelos numéricos para a simulação de escavações subterrâneas têm sido realizadas por muitos autores: Kielbassa e Duddeck (1991), Eberhardt (2001), Dhawan *et al.* (2002), Boidy *et al.* (2002), Chen *et al.* (2004), Pellet (2005), Golshani *et al.* (2007), Zhu e Bruhns (2008), e Cantieni e Anagnostou (2009). Recentemente Golshani *et al.* (2007) propuseram um modelo de ruptura com base em micro mecânica com a finalidade de analisar, não somente as micro fissuras, mas também o desenvolvimento de zonas de perigo de escavações (EDZ) em função do tempo. Dhawan (2002) comparou os resultados de modelagens 2D e 3D de aberturas subterrâneas em maciços rochosos heterogêneos com medições *in situ*, assumindo o critério de ruptura de Drucker-Prager. Eles obtiveram uma consistência satisfatória entre a modelagem elasto-plástica 3D e as análises das medições.

Ahmadi, Goshtasbi e Ashjari (2008) realizaram análises 2D e 3D de aberturas subterrâneas em maciços rochosos heterogêneos. Os pesquisadores utilizaram os programas FLAC2D, FLAC3D e 3DEC em análises elasto-plásticas com o critério de Mohr-Coulomb. A discretização dos modelos é apresentada na Figura 3.5. Como resultado, constataram que as análises numéricas 3D em maciços heterogêneos se ajustam melhor aos dados de monitoramento em campo, e que esse ajuste é tanto melhor quanto maior for a resistência do maciço.



a. b.
Figura 3.5 Discretização dos modelos de análises: (a) 2D e Quase-3D; (b) 3D (AHMADI; GOSHTASBI; ASHJARI, 2008).

Roatesi (2010) analisou as sucessivas fases da escavação de um túnel com a instalação do suporte em maciço rochoso sob o modelo constitutivo elasto-viscoplástico de Cristescu (1989 *apud* ROATESI, 2010). Utilizou-se do programa em método dos elementos finitos CESAR (LCPC-PARIS), sendo que a modelagem numérica consistiu de três fases: 1) escavação do túnel e cálculo de deformações, tensões e parâmetros de perigo, sem o suporte; 2) instalação do suporte no tempo T_0 ; 3) avanço da face do túnel na distância de

um raio unitário, nomeadamente 1,2 m. Foi mostrado que a evolução da interface de deslocamento maciço-suporte (Figura 3.6) exibiu concordância com a Equação (3.40).

$$U(d, t) = \Lambda(d) u(t) \quad (3.40)$$

Onde $U(d, t)$ é o deslocamento tomado na face do túnel, e $u(t)$ representa o deslocamento radial da interface maciço-suporte calculado sem a influência da face do túnel. A função escalar Λ depende da distância d com relação à face do avanço, simulando assim o fato de que as paredes são carregadas gradualmente.

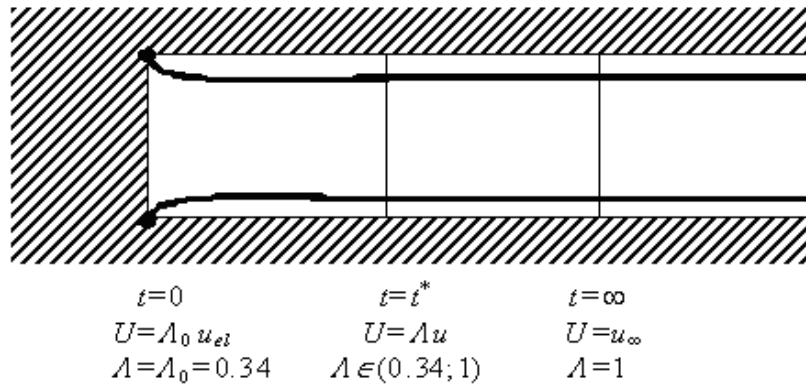


Figura 3.6 Evolução do deslocamento da interface maciço-suporte (ROATESI, 2009).

Eberhardt (2001) apresentou resultados de análise com o método dos elementos finitos em três dimensões, em que o progressivo acúmulo de danos à frente da face de um túnel é correlacionado com a plastificação, baseado na análise convencional da trajetória de tensões. Foi mostrado que a evolução das tensões incluem sucessivos aumentos e decréscimos da tensão desviatória, associada com rotações dos eixos de tensões principais que controlam a propagação da ruptura.

Ng e Lee (2005) conduziram uma série de análises numéricas tridimensionais, comparadas com o monitoramento das tensões em alguns elementos que discretizam o maciço na circunvizinhança do suporte, numa dada seção de um túnel de seção circular. Foi considerado maciço elástico perfeitamente plástico e o suporte linear, a fim de investigar os efeitos da anisotropia de rigidez (E_H/E_V) e do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) em mecanismos de transferência de carga, que neste caso particular foram executadas modificações progressivas em tensões normais e cisalhantes segundo três direções básicas do modelo (x, y, z). O mecanismo tridimensional de transferência de tensões para um túnel

foi demonstrado pelas variações nas tensões normais e induções de tensões cisalhantes em volta do túnel. Com o avanço da escavação do túnel, a máxima tensão normal reduz-se na direção lateral ($\Delta\sigma_{xx}$) e vertical ($\Delta\sigma_{zz}$). Foi utilizado o programa com o método do elementos finitos ABAQUS (HIBBITT, KARLSSON & SORENSEN, 1998), a Figura 3.7 mostra as particularidades da malha gerada.

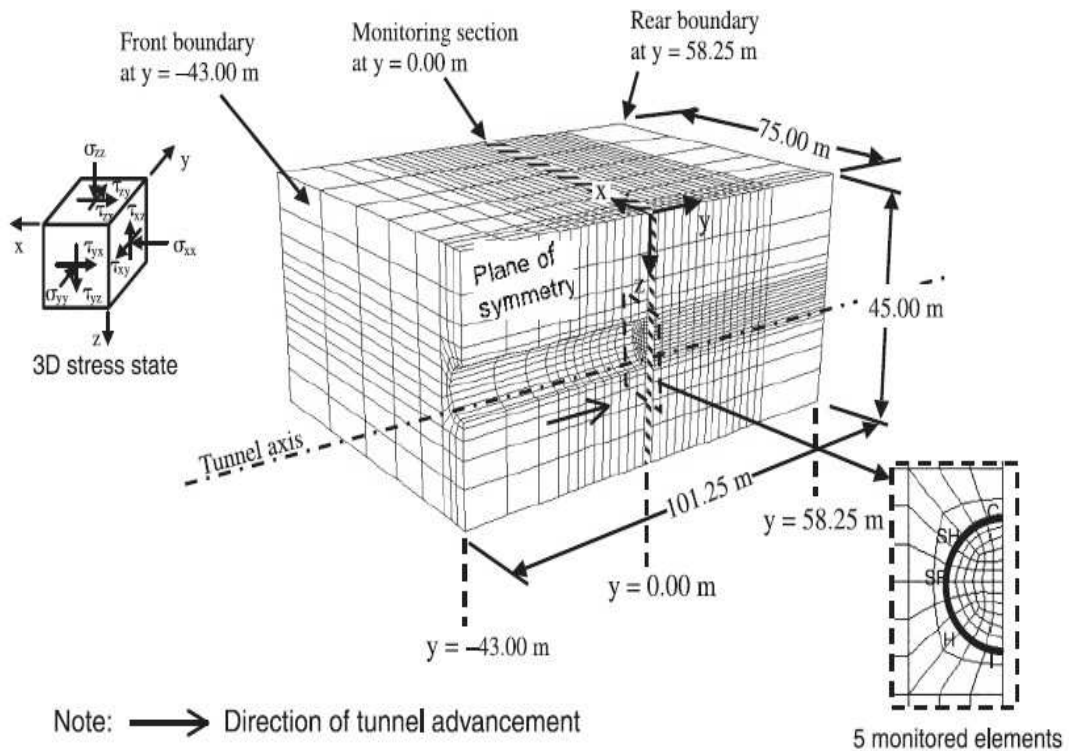


Figura 3.7 Malha tridimensional de elementos finitos, pontos dos elementos monitorados: C, SH, SF, H e I (NG e LEE, 2005).

Pellet, Roosefid e Deleruyelle (2009) realizaram simulações numéricas 3D do comportamento mecânico de escavação subterrâneas, com ênfase no aspecto dependente do tempo no desenvolvimento de Zonas de Perigo de Escavações. O comportamento do maciço rochoso foi modelado em modelo constitutivo visco-plástico de Lemaitre, este modelo constitutivo fenomenológico é baseado na teoria do contínuo, assumindo pequenas deformações. As análises com o método dos elementos finitos investigaram a evolução do campo de tensões nas proximidades das zonas de perigo, e a influência da orientação das tensões *in situ*. A galeria em estudo com sua respectiva geometria são apresentadas na Figura 3.8.

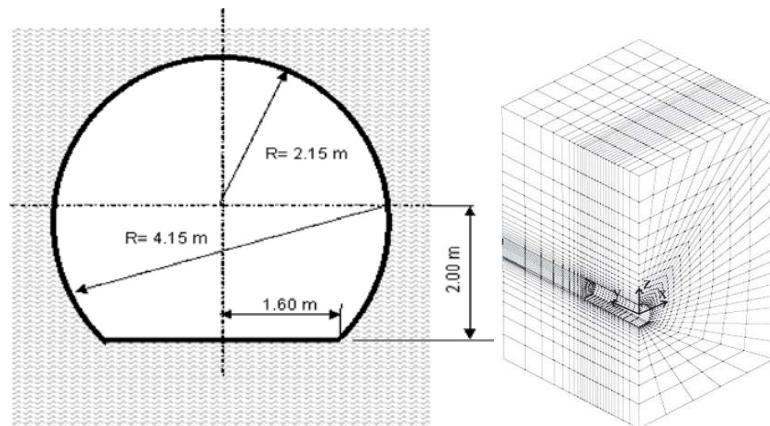


Figura 3.8 Dimensões da escavação e modelagem 3D (PELLET; ROOSEFID; DELERUYELLE, 2009).

Os pesquisadores concluíram que os deslocamentos em decorrência do avanço são particularmente devido a reologia do maciço e a taxa de escavação, tendo-se notado pequenos distúrbios de deslocamentos 5 metros após a face de escavação, muito possivelmente em decorrência da concentração de tensões, como pode ser observado na Figura 3.9.

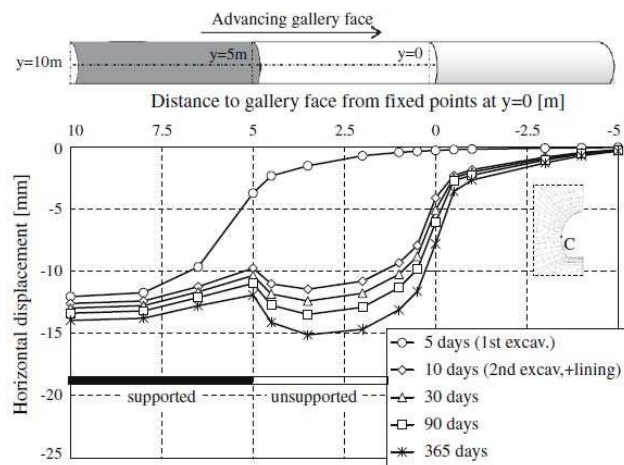


Figura 3.9 Deslocamentos medidos na parede da escavação em diferentes tempos com e sem o suporte (PELLET; ROOSEFID; DELERUYELLE, 2009).

Chen e Tseng (2010) realizaram simulações numéricas 3D, na instalação de túneis, dando-se ênfase nas trajetórias de tensões e planos desviatórios. Utilizaram-se do programa de modelagem em diferenças finitas FLAC com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A malha 3D, com tamanhos da fronteira e as restrições de contorno, é mostrado na Figura 3.10.

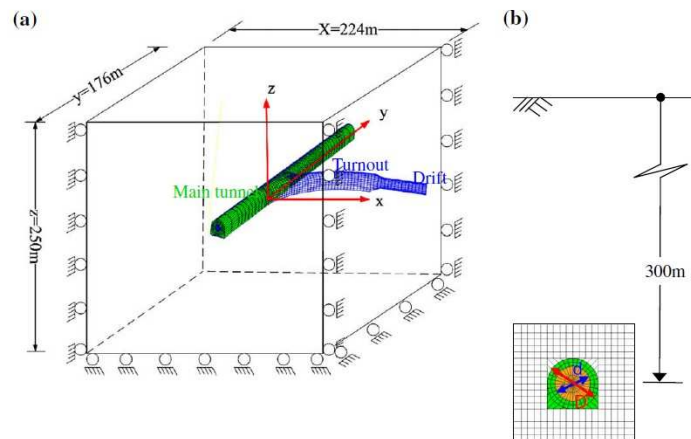


Figura 3.10 Malha numérica: (a) limites de tamanho e condições de contorno; (b) seção do túnel principal (CHEN; TSENG, 2010).

Com as análises os pesquisadores propuseram uma maneira de se criar um plano desviatório normalizado, representativo das trajetórias de tensões, oferecendo assim um caminho para expressar as redistribuições de tensões 3D em um gráfico 2D, auxiliando na avaliação da segurança de túneis.

3.3.1 Teoria da elasticidade

Os sólidos elástico deformam-se como resultado da aplicação de cargas, sendo que estas deformações podem ser quantificadas através do conhecimento dos deslocamentos dos pontos materiais do corpo. A hipótese do continuum, estabelece um campo de deslocamento em todos os pontos no interior de um sólido elástico. Utilizando-se de uma geometria adequada, medidas particulares de tensão podem ser construídas levando ao desenvolvimento do tensor de tensões. Com previsto, os componentes de tensão estão relacionados com o campo de deslocamentos (SADD, 2005).

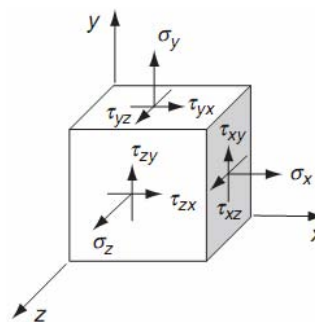


Figura 3.11 Cubo de tensões.

Para a caracterização do comportamento de um sólido, é importante o conhecimento das relações que ligam as componentes de tensão às de deformação, caracterizando o comportamento do material, tais relações chamam-se de equações constitutivas. Admitindo-se um material homogêneo, isotrópico e linearmente elástico, estas expressões podem ser traduzidas por:

$$\sigma_x = c_{11}\varepsilon_x + c_{12}\varepsilon_y + c_{13}\varepsilon_z + c_{14}\gamma_{xy} + c_{15}\gamma_{yz} + c_{16}\gamma_{zx} \quad (3.41)$$

$$\sigma_y = c_{21}\varepsilon_x + c_{22}\varepsilon_y + c_{23}\varepsilon_z + c_{24}\gamma_{xy} + c_{25}\gamma_{yz} + c_{26}\gamma_{zx} \quad (3.42)$$

$$\sigma_z = c_{31}\varepsilon_x + c_{32}\varepsilon_y + c_{33}\varepsilon_z + c_{34}\gamma_{xy} + c_{35}\gamma_{yz} + c_{36}\gamma_{zx} \quad (3.43)$$

$$\tau_{xy} = c_{41}\varepsilon_x + c_{42}\varepsilon_y + c_{43}\varepsilon_z + c_{44}\gamma_{xy} + c_{45}\gamma_{yz} + c_{46}\gamma_{zx} \quad (3.44)$$

$$\tau_{yz} = c_{51}\varepsilon_x + c_{52}\varepsilon_y + c_{53}\varepsilon_z + c_{54}\gamma_{xy} + c_{55}\gamma_{yz} + c_{56}\gamma_{zx} \quad (3.45)$$

$$\tau_{zx} = c_{61}\varepsilon_x + c_{62}\varepsilon_y + c_{63}\varepsilon_z + c_{64}\gamma_{xy} + c_{65}\gamma_{yz} + c_{66}\gamma_{zx} \quad (3.46)$$

Onde os termos $c_{11}, c_{12}, \dots, c_{66}$ correspondem a um estado de tensão inicial. Estas expressões constituem a *lei de Hooke generalizada*.

Em geral as componentes de tensão variam de ponto a ponto em um corpo tensionado, estas variações são governadas por condições estáticas de equilíbrio. As expressões resultantes relacionam as derivadas espaciais de componentes de tensão e são conhecidas como equações diferenciais de equilíbrio (CHOU; PAGANO, 1967).

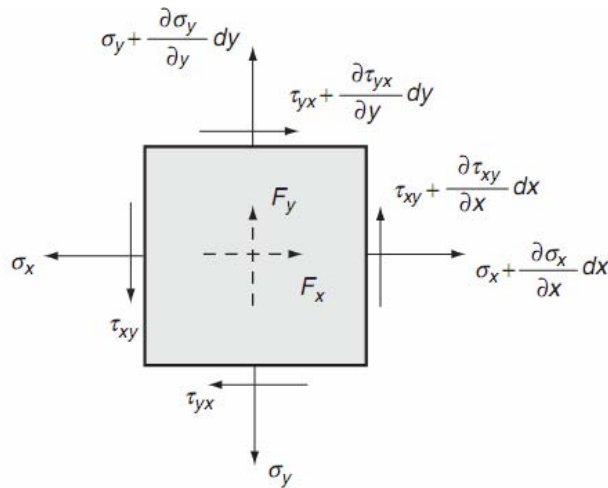


Figura 3.12 Estado plano de tensões.

Na Figura 3.12 assumiu-se $\sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = \tau_{zy} = F_z = 0$ e que $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ e τ_{yx} são independentes de z , e as forças de massa possuem intensidades F_x e F_y . A abordagem satisfaz todas as condições conhecidas como estado plano de tensões, em que o fenômeno elástico ocorre da mesma forma em todos os planos paralelos a xy . Fazendo o $\Sigma F_x = 0$ e assumindo uma profundidade unitário, obtém-se:

$$F_x dx dy + \left[\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right] dy - \sigma_x dy + \left[\tau_{yx} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} dy \right] dx - \tau_{yx} dx = 0 \quad (3.47)$$

Simplificando a expressão (3.47) tem-se:

$$\left[\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + F_x \right] dx dy = 0 \quad (3.48)$$

Sabendo-se que $dx dy$ não é zero, obtém-se:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + F_x = 0 \quad (3.49)$$

Generalizando do estado plano de tensão para o estado 3D, tem-se:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + F_x = 0 \quad (3.50)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + F_y = 0 \quad (3.51)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + F_z = 0 \quad (3.52)$$

As componentes de tensão podem ser obtidas através da lei de Hooke:

$$\sigma_x = \lambda (\varepsilon_x + \varepsilon_y) + 2G \varepsilon_x \quad \sigma_z = \lambda (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \quad (3.53)$$

$$\sigma_y = \lambda (\varepsilon_x + \varepsilon_y) + 2G \varepsilon_y \quad \tau_{xz} = 0 \quad (3.54)$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad \tau_{yz} = 0 \quad (3.55)$$

No estado plano de tensão têm-se carregamentos auto-equilibrados numa direção paralela ao plano e distribuídos uniformemente. Assim o estado tensional no sólido é definido por:

$$\sigma_x = \sigma_x(x, y) \quad \sigma_z = 0 \quad (3.56)$$

$$\sigma_y = \sigma_y(x, y) \quad \tau_{xz} = 0 \quad (3.57)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{xy}(x, y) \quad \tau_{yz} = 0 \quad (3.58)$$

As componentes de deformação podem ser obtidas através da lei de Hooke por:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu \sigma_y] \quad (3.59)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu \sigma_x] \quad (3.60)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy} \quad (3.61)$$

No estado plano de deformação todas as seções se deformam igualmente, mantendo-se planas e normais ao eixo z, por conseguinte as componentes de deformação têm a forma:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_x(x, y) \quad \varepsilon_z = 0 \quad (3.62)$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_y(x, y) \quad \gamma_{xz} = 0 \quad (3.63)$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_{xy}(x, y) \quad \gamma_{yz} = 0 \quad (3.64)$$

Na teoria da elasticidade linear, considera-se que as deformações e as componentes das derivadas espaciais são pequenas (ver Figura 3.7). Essas restrições de deformações infinitesimais geralmente são fatores limitantes dos problemas. Todavia, há um vasto número de problemas de engenharia que são tratados com suficiente precisão utilizando-se estas suposições (CHOU; PAGANO, 1967).

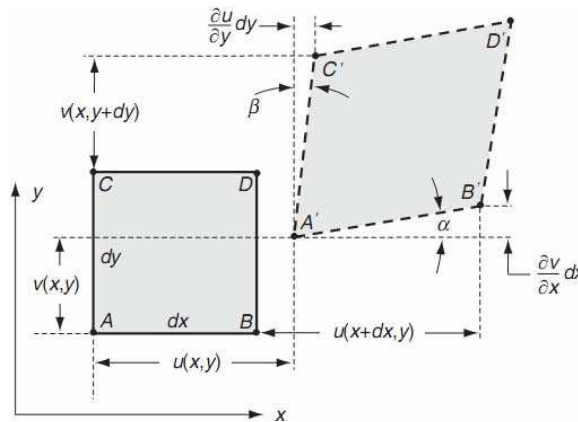


Figura 3.13 Estado plano de deformação.

Os deslocamentos apresentados na Figura 3.13 foram aumentados para uma melhor visualização. Considerando que o ponto A possui componentes de deslocamentos u e v , o ponto B será deslocado $u + (\partial u / \partial x) dx$ e $v + (\partial v / \partial y) dy$. Assim pode-se escrever:

$$(A'B') = [dx(1 + \varepsilon_x)]^2 = \left(dx + \frac{\partial u}{\partial x} dx\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} dx\right)^2 \quad (3.65)$$

De forma que:

$$\varepsilon_x^2 + 2\varepsilon_x + 1 = 1 + 2\frac{\partial u}{\partial x} + \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)^2 \quad (3.66)$$

Considerando pequenas deformações, derivadas dos deslocamentos e desprezados os termos ao quadrado, tem-se:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3.67)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (3.68)$$

Da Figura 3.7, obtém-se:

$$\alpha = \frac{(\partial v / \partial x)}{dx + (\partial u / \partial x) dx} \quad (3.69)$$

Considerando α um ângulo pequeno ($\tan \alpha = \alpha$) e desprezando $\partial u / \partial x$ por ser muito pequeno se comprado a 1, tem-se:

$$\alpha = \frac{\partial v}{\partial x} \quad (3.70)$$

$$\beta = -\frac{\partial u}{\partial y} \quad (3.71)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (3.72)$$

Generalizando para o espaço tridimensional, tem-se:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (3.73)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (3.74)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3.75)$$

$$\gamma_{xy} = \gamma_{yx} \quad \gamma_{yz} = \gamma_{zy} \quad \gamma_{zx} = \gamma_{xz} \quad (3.76)$$

Diferenciando-se a primeira relação da Equação (3.73) duas vezes com relação a y, duas vezes com relação a x e adicionando-se os resultados obtém-se:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^3 u}{\partial y^2 \partial x} + \frac{\partial^3 v}{\partial x^2 \partial y} \quad (3.77)$$

Diferenciando-se a segunda relação da Equação (3.73) com relação a x e y, tem-se:

$$\frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (3.78)$$

Substituindo a Equação (3.77) na Equação (3.78),

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} \quad (3.79)$$

Por abordagem similar é possível desenvolver cinco equações adicionais. As seis expressões são então definidas por:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} \quad (3.80)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial y \partial z} \quad (3.81)$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{zx}}{\partial z \partial x} \quad (3.82)$$

$$2 \frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y \partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right) \quad (3.83)$$

$$2 \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z \partial x} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right) \quad (3.84)$$

$$2 \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial x \partial y} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \gamma_{xy}}{\partial z} \right) \quad (3.85)$$

As Equações (3.80) a (3.85) são chamadas de equações de compatibilidade de Saint-Venant, ou equações de compatibilidade em termos de deformação.

3.3.2 Método dos elementos finitos

O conceito fundamental dos métodos dos elementos finitos consiste em dividir o corpo em estudo em um número finito de partes (subdomínios) chamado de elementos. Hipóteses particulares são então realizadas nas variações das variáveis dependentes através de cada elementos através de interpolações ou outras funções de forma. Este método foi originalmente desenvolvido na indústria de aeronaves onde problemas contínuos foram inicialmente calculados pelo arranjo de simples barras elásticas. O uso de funções contínuas em elementos planos e tridimensionais foi primeiramente considerado em problemas de análises de torção. Esta aproximação foi depois formalizada e o termo elemento finito foi introduzido por Clough em 1960 (HINTON; OWEN, 1979).

O método dos elementos finitos é adequado para resolução de problemas envolvendo propriedades de materiais heterogêneos ou não-lineares, uma vez que cada elemento explicita um modelo de resposta de seu material. No entanto, estas análises não são adequadas para modelagem de limites infinitos, como as que ocorrem em problemas de escavação subterrânea. Uma técnica para lidar com limites infinitos consiste em discretizar além da zona de influência de uma escavação e aplicar as condições de contorno adequadas às bordas exteriores. Outra abordagem tem sido a de desenvolver elementos que se estendem até as bordas do problema. Na prática, o usuário pode realizar análises paramétricas e avaliar influência das condições de contorno de aproximação de um campo distante. O tempo necessário para este processo é insignificante em comparação com o tempo de análise total (HOEK *et al.*, 1995).

Uma análise de um problema qualquer de engenharia (barragem, túnel, talude etc.) pelo método dos elementos finitos envolve três etapas distintas: (a) discretização do domínio; (b) cálculo das variáveis do problema (deslocamentos, deformações, tensões etc.) e (c) visualização dos resultados.

3.3.2.1 Discretização

O domínio do problema deve ser inicialmente limitado dentro de uma região de possível influência dos esforços atuantes e posteriormente dividido em sub-regiões, chamadas de elementos finitos. Os elementos podem ser unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais, dependendo do problema a ser analisado. Existem diferentes famílias de elementos com diferentes características, sendo os mais conhecidos os elementos do tipo Serendipity (Figura 3.14) e os da família Lagrangeana. Os elementos são interconectados através de pontos discretos, chamados nós ou pontos nodais.

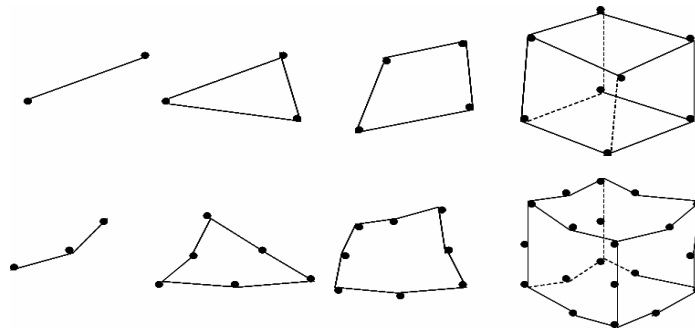


Figura 3.14 Alguns elementos da família Serendipity (ZIENKEWICS; TAYLOR, 1994).

Nos elementos da família de Lagrange, as funções de interpolação são obtidas a partir dos produtos dos polinômios de Lagrange em cada direção. Já os elementos Serendipity possuem monômios em excesso, resultando em elementos com um número de nós maior do que o necessário para que se tenha um polinômio completo de um determinado grau. A esta discretização do domínio em elementos e pontos nodais denomina-se malha de elementos finitos.

Cada elemento e cada nó recebem uma numeração única ou “global”. Cada elemento fica identificado por uma seqüência de nós listados no sentido anti-horário (lista de conectividade). Os elementos são mapeados em elementos padronizados, que usam um “sistema de eixos local” de coordenadas (ξ, η, ζ) . A relação entre os sistemas de coordenadas global (x, y, z) e local (ξ, η, ζ) é dada pela matriz Jacobiana do mapeamento. No novo sistema os nós recebem uma “numeração local” fixa, a qual varia de 1 a n no sentido anti-horário, sendo n o número de nós do elemento específico (Figura 3.15).

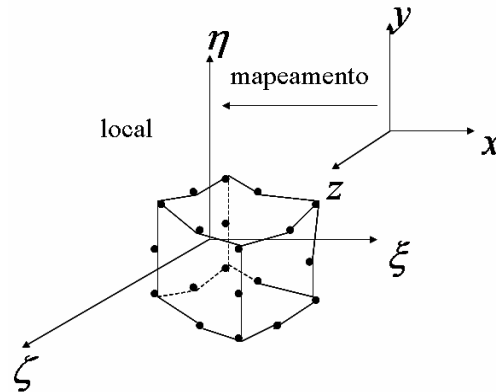


Figura 3.15 Mapeamento de coordenadas globais para coordenadas locais (ZIENKEWICS; TAYLOR, 1994).

3.3.2.2 Funções de interpolação

Sob determinada hipótese simplificadora, um grande número de problemas de engenharia pode ser reduzido a um sistema de equações diferenciais. Dependendo das condições de contorno, a solução analítica destes problemas pode ser impossível e em geral se recorre a métodos numéricos para obter uma solução aproximada. Os métodos numéricos em geral se caracterizam por buscar a solução em pontos discretos, reduzindo o problema a um sistema de equações ordinárias com um número finito de incógnitas. No método dos elementos finitos, estas incógnitas são geralmente os deslocamentos nodais (ZIENKEWICS; TAYLOR, 1994).

Uma vez determinados os valores de uma incógnita qualquer nos pontos nodais de uma malha de elementos finitos, pode-se avaliar o valor desta variável em um ponto qualquer no interior de um dado elemento a partir de uma interpolação dos valores nos nós destes elementos. Denotando-se por Q_i os valores conhecidos nos n pontos nodais do elemento ao qual pertence o ponto, pode-se calcular a variável Q no ponto sob consideração através da seguinte expressão:

$$Q = \sum_{i=1}^n N_i Q_i \quad (3.86)$$

Onde: N_i é uma função, a qual fornece um peso para o valor Q_i conhecido no nó i .

Este peso deve ser função da proximidade do ponto em relação a cada nó. Estas funções são geralmente polinômios $N_i(\xi, \eta, \zeta)$ escritos em termos das coordenadas locais e a ordem destes polinômios depende do número de nós do elemento. Estas funções devem ser de tal forma que quando avaliadas no próprio nó ao qual se relacionam fornecem um valor unitário e quando avaliados nos demais nós dê um peso nulo. Em um ponto interno qualquer, a soma dos pesos de todos os nós deve ser unitário. Estas condições podem ser expressas matematicamente da seguinte forma.

$$N_i(\xi, \eta, \zeta) = \begin{cases} 1 & \text{se } i=j \\ 0 & \text{se } i \neq j \end{cases} \quad (3.87)$$

$$\sum_{i=1}^n N_i(\xi, \eta, \zeta) = 1 \quad (3.88)$$

As expressões específicas para alguns elementos comumente utilizados são mostradas a seguir:

- Elemento bidimensional triangular de 6 nós (Figura 3.16).

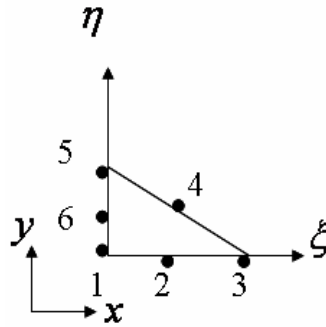


Figura 3.16 Elemento triangular (ZIENKEWICS; TAYLOR, 1994).

$$N_1 = (2q-1)q = 1-3\xi-3\eta+2\xi^2+2\eta^2+4\xi\eta \quad (3.89)$$

$$N_2 = 4q\xi = 4\xi-4\xi^2-4\xi\eta \quad (3.90)$$

$$N_3 = (2\xi-1)\xi = -\xi+\xi^2 \quad (3.91)$$

$$N_4 = 4\xi\eta \quad (3.92)$$

$$N_5 = (2q-1)\eta = -\eta+\eta^2 \quad (3.93)$$

$$N_6 = 4q\eta = 4\eta-4\xi\eta-4\eta^2 \quad (3.94)$$

- Elemento bidimensional quadrilateral de 8 nós (Figura 3.17)

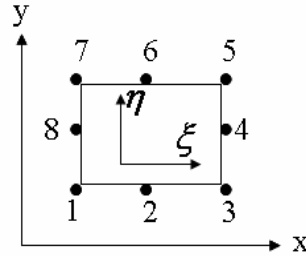


Figura 3.17 Elemento quadrilateral (ZIENKEWICS; TAYLOR, 1994).

- b) Para os nós do canto

$$N_i(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1 + \xi\xi_i)(1 + \eta\eta_i)(\xi\xi_i + \eta\eta_i - 1) \quad (3.95)$$

- c) Para os nós no meio dos lados

$$N_i(\xi, \eta) = \frac{\xi_i^2}{2}(1 + \xi\xi_i)(1 + \eta^2) + \frac{\eta_i^2}{2}(1 - \eta\eta_i)(1 - \xi^2) \quad (3.96)$$

- Elemento tridimensional tetraédrico de 10 nós (Figura 3.18)

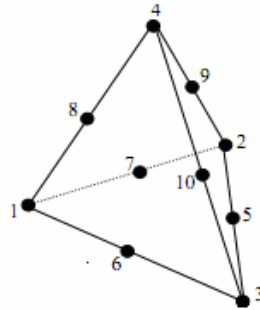


Figura 3.18 Elemento tetraédrico (ZIENKEWICS; TAYLOR, 1994).

- a) Nós de canto

$$N_i = (2L_i - 1)L_i, \quad i = 1, 2, 3, 4 \quad (3.97)$$

- b) Nós no meio dos lados

$$N_5 = 4L_2L_3$$

$$N_6 = 4L_1L_3$$

$$N_7 = 4L_1L_2$$

(3.98)

$$N_8 = 4L_1L_4$$

$$N_9 = 4L_2L_4$$

$$N_{10} = 4L_3L_4$$

- Elemento tridimensional hexaédrico de 20 nós (Figura 3.19)

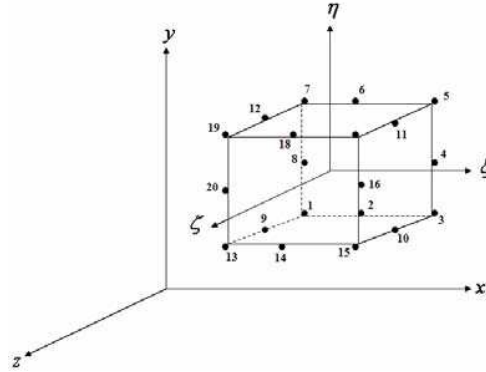


Figura 3.19 Elemento Hexaédrico (ZIENKEWICS; TAYLOR, 1994).

c) Nós de canto

$$N_i(\xi, \eta, \zeta) = \frac{1}{8}(1 + \xi_i\xi)(1 + \eta_i\eta)(1 + \zeta_i\zeta)(\xi_i\xi + \eta_i\eta + \zeta_i\zeta - 2) \quad (3.99)$$

d) Nós no meio dos lados

$$\begin{aligned} N_i(\xi, \eta, \zeta) &= \frac{1}{4}(1 - \xi^2)(1 + \eta_i\eta)(1 + \zeta_i\zeta), i = 14, 2, 18, 6 \\ &= \frac{1}{4}(1 - \eta^2)(1 + \zeta_i\zeta)(1 + \xi_i\xi), i = 9, 10, 11, 12 \\ &= \frac{1}{4}(1 - \zeta^2)(1 + \xi_i\xi)(1 + \eta_i\eta), i = 9, 10, 11, 12 \end{aligned} \quad (3.100)$$

3.3.2.3 Matriz de rigidez local

No método dos deslocamentos, que a formulação mais comumente utilizada no método dos elementos finitos, procura-se estabelecer uma relação entre as forças externas (conhecidas) aplicadas aos nós de um elemento e os deslocamentos sofridos (incógnitas) por estes nós (Figura 3.13). Esta relação pode ser escrita como:

$$\mathbf{K}^{(e)} \delta^{(e)} = \mathbf{F}^{(e)} \quad (3.101)$$

Onde $\mathbf{K}^{(e)}$ é a matriz de rigidez do elemento, $\delta^{(e)}$ é o valor de deslocamentos nodais no elemento e $\mathbf{F}^{(e)}$ é o vetor de “forças nodais equivalentes” aplicadas no elemento.

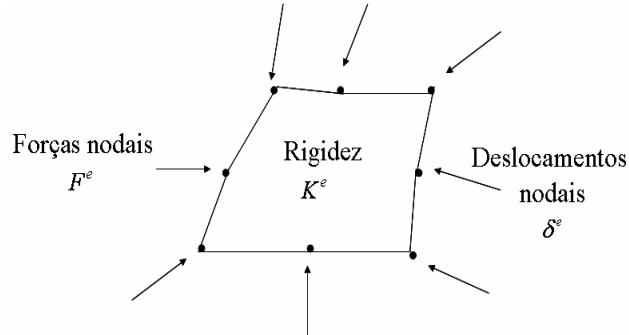


Figura 3.20 Forças nodais e deslocamentos em um elemento.

O carregamento externo pode constar de forças aplicadas na superfície do elemento (cargas concentradas ou distribuídas) e forças de massa (peso próprio, por exemplo). As cargas distribuídas na superfície ou volume do elemento devem ser transformadas em “forças equivalentes” aplicadas nos pontos nodais. Pode-se, por exemplo, aplicar o princípio dos trabalhos virtuais para determinar esta equivalência. Os esforços equivalentes em um dado nó i podem conter termos de “força” propriamente $\mathbf{F}_i = \{\mathbf{F}_{xi}, \mathbf{F}_{yi}, \mathbf{F}_{zi}\}^T$ e os momentos $\mathbf{M}_i = \{\mathbf{M}_{xi}, \mathbf{M}_{yi}, \mathbf{M}_{zi}\}^T$. Os termos devidos a momentos, em geral, não são considerados em problemas de Mecânica dos Solos. Portanto, o vetor “forças nodais equivalentes”, $\mathbf{F}^{(e)} = \{\mathbf{F}_1, \mathbf{F}_2, \dots, \mathbf{F}_N\}^T$, consta de $(m.n)$ termos, onde m é número de graus de liberdade em cada nó e n é o número de nós do elemento. O valor de m é igual a 2 e 3 em problemas bidimensionais e tridimensionais, respectivamente, em inclusão de termos de momento.

Os deslocamentos nodais constituem a incógnita do problema. O vetor de deslocamentos nodais $\delta^{(e)} = \{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n\}^T$, também consta de $(m.n)$ termos. O deslocamento de um dado nó i pode constar de termos de deslocamentos propriamente dito, $\delta_i = \{u_i, v_i, w_i\}^T$, e de rotações quando os termos de momento são incluídos como carregamento externo. A matriz de rigidez do elemento, $\mathbf{K}^{(e)}$, depende do tipo de elemento, de seu volume e dos parâmetros do material, de acordo com uma lei constitutiva que fornece a relação entre tensão e deformação no elemento. A matriz de rigidez é dada pela seguinte expressão:

$$\mathbf{K}^{(e)} = \int_{\Omega^e} \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{D} \cdot \mathbf{B} \cdot dV \quad (3.102)$$

Onde B é matriz deformação-deslocamento a ser definida a seguir, D é a matriz da relação constitutiva tensão-deformação e a integral é efetuada para todo o volume do elemento Ω_e . A matriz de rigidez do elemento, $\mathbf{K}^{(e)}$, tem dimensões $(m.n) \times (m.n)$. A Equação (3.102) acima pode ser deduzida a partir de diferentes procedimentos, tais como, consideração de equilíbrio do elemento, princípio dos trabalhos virtuais, métodos residuais, métodos variacionais etc.

3.3.2.4 Matriz de deformação-deslocamento

As deformações em um ponto qualquer no interior do elemento podem ser calculadas em função dos deslocamentos do ponto. Sejam u , v e w as componentes de deslocamento com relação às direções x , y e z , respectivamente. Para pequenas deformações, o vetor de deformações no ponto $\varepsilon = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}\}^T$ é definido como:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}; \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}; \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}; \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (3.103)$$

Em elementos finitos é necessário relacionar a deformação, ε , em um ponto no interior de um elemento com o vetor de deslocamentos nodais do elemento, $\delta^{(e)}$. Expressando as componentes de deslocamento (u , v e w) no ponto em função das componentes de deslocamento nos nós do elemento através das funções de interpolação e substituindo-as nas definições das Equações (3.103), obtém-se a seguinte expressão:

$$\varepsilon = \mathbf{B} \cdot \delta^{(e)} \quad (3.104)$$

Onde $\mathbf{B} = [B_1, B_2, \dots, B_n]$ é matriz que relaciona a deformação em um ponto e os deslocamentos nodais.

Esta matriz é composta de n sub-matrizes $\mathbf{B}_i$, sendo n o número de nós do elemento. Para um dado nó i e um estado tridimensional, têm-se que:

$$B_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (3.105)$$

Cada sub-matriz B_i tem dimensão $(k \times m)$, onde k é o número de componentes de deformação e m já foi definido como o número de graus de liberdade por nó. O valor de m é igual a 6 em estados tridimensionais como mostrado na Equação (3.105). Para os estados planos de tensão e deformação, os termos relativos ao eixo z são desconsiderados e obtém-se k igual a 3 e m é igual a 2.

$$B_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.106)$$

3.3.2.5 Relação tensão-deformação

Um acréscimo infinitesimal no estado de tensões em um ponto, $d\sigma = \{d\sigma_x, d\sigma_y, d\sigma_z, d\tau_{xy}, d\tau_{xz}, d\tau_{yz}\}^T$, pode ser calculado em função da variação no estado de deformação $d\varepsilon = \{d\varepsilon_x, d\varepsilon_y, d\varepsilon_z, d\gamma_{xy}, d\gamma_{xz}, d\gamma_{yz}\}^T$ através de uma matriz tangencial tensão-deformação, D , de acordo com a relação constitutiva adotada para o material do elemento (Equação 3.107).

$$d\sigma = D \cdot d\varepsilon \quad (3.107)$$

A matriz D tem dimensões $(k \times k)$, e para um material elástico linear isotrópico num estado tridimensional, é dada pela Lei de Hooke Generalizada expressa por:

$$\mathbf{D} = \alpha_1 \begin{bmatrix} 1 & \alpha_2 & \alpha_2 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \alpha_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \alpha_3 & 0 & 0 \\ & & & & \alpha_3 & 0 \\ sim. & & & & & \alpha_3 \end{bmatrix} \quad (3.108)$$

Onde:

$$\alpha_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} ; \alpha_2 = \frac{\nu}{1-\nu} ; \alpha_3 = \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)} \quad (3.109)$$

O módulo de elasticidade ou módulo de Young E e o coeficiente de Poisson ν , são propriedades do material.

3.3.2.6 Sistema global

A partir da contribuição dos vetores de forças nodais equivalentes, $\mathbf{F}^{(e)}$, para cada elemento, pode-se montar um vetor de forças global, $\mathbf{F} = \{F_1, F_2, \dots, F_N\}^T$, onde N é número total de nós da malha (ZIENKEWICS; TAYLOR, 1994). De forma semelhante podem-se denotar o deslocamento de toda a malha por um vetor de deslocamento global, $\delta = \{\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N\}^T$. Os vetores $\mathbf{F}$ e δ têm $(N.m)$ elementos e se relacionam através da expressão:

$$\mathbf{K} \cdot \delta = \mathbf{F} \quad (3.110)$$

Onde $\mathbf{K}$ é matriz de rigidez global do sistema.

Esta matriz tem dimensões $(N.m) \times (N.m)$ e é montada a partir das matrizes de rigidez $\mathbf{K}^{(e)}$, de cada elemento da malha de elementos finitos. Cada elemento contribui com termos específicos na matriz global $\mathbf{K}$ e no vetor global $\mathbf{F}$ de acordo com a numeração global dos nós do elemento.

3.3.2.7 Solução do sistema global

A partir da solução do sistema de equações lineares Equação (3.103), determina-se os deslocamentos nodais para toda a malha. Matematicamente, pode-se expressar os deslocamentos nodais da seguinte forma:

$$\delta = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{F} \quad (3.111)$$

Onde: $\mathbf{K}^{-1}$ é a inversa da matriz de rigidez.

Na prática o processo de inversão de matriz é antieconômico e outros esquemas de solução de sistemas de Equação são adotados. O esquema de eliminação de Gauss com retro-substituição tem sido um dos mais utilizados. Em geral, nestes esquemas procura-se tirar vantagem da natureza esparsa, em banda e geralmente simétrica da matriz de rigidez global. Um esquema de armazenamento da matriz de rigidez bastante poderoso é o conhecido como “skyline” ou perfil, o qual foi implementado por Zienkiewicz e Taylor (1994).

3.3.2.8 Deformações e tensões

Uma vez calculado o vetor de deslocamentos globais, δ , ficam também automaticamente conhecidos os deslocamentos nodais de um elemento qualquer, $\delta^{(e)}$. As deformações em um ponto qualquer no interior do elemento podem então ser calculadas usando-se a Equação 3.104, onde a matriz $\mathbf{B}$ é avaliada no ponto em consideração. O acréscimo de tensões respectivo é então calculado de acordo com a Equação 3.107. Os incrementos de tensão e deformação são acumulados de forma a obter os valores finais ao término do carregamento.

Embora este procedimento seja genérico e válido para qualquer ponto no interior de um elemento, geralmente as deformações e tensões são calculadas em pontos específicos que melhor representam o estado do elemento como um todo. Estes pontos ótimos de amostragem geralmente coincidem com os pontos de integração, os quais são pontos de coordenadas pré-especificadas utilizados para avaliar integrais numericamente.

3.3.3 Programa FlexPDE®

FlexPDE® consiste de um programa que resolve um sistema de equações diferenciais parciais com o método dos elementos finitos, além de resolver o sistema e produzir uma saída gráfica tabulando resultados. O programa possui também uma gama de funções necessárias para resolver sistemas de equações diferenciais parciais: um editor de preparação de roteiros, um gerador de malha para a construção de malhas de elementos finitos 2D e 3D, um Solver capaz de encontrar as soluções utilizando o método skyline, e um sistema de produção de gráficos que explicita os resultados. O usuário pode editar o script, executar o problema e observar a saída, re-editando e re-executando repetidamente sem sair do ambiente de aplicação.

O programa não tem um domínio pré-definido de problemas ou listas de equações, sendo estas de escolha do usuário. Este resolve sistemas de primeira ou segunda ordem de equações diferenciais parciais em uma, duas ou três dimensões da geometria cartesiana, de geometrias de dimensões esféricas, cilíndrica ou axi-simétricas. O sistema pode estar em um estado estacionário ou dependente do tempo, ou, alternativamente, com relação a problemas de autovalor. É capaz de resolver equações lineares, além de equações não lineares pela aplicação automática do processo interação de Newton-Raphson (PDE Solutions Inc.).

3.3.3.1 O programa e suas vantagens

O FlexPDE pode resolver sistemas de primeira ou segunda ordem de equações diferenciais parciais em uma, duas ou três dimensões geométricas cartesianas, em geometria esférica ou cilíndrica unidimensional, ou em geometrias assimétricas bidimensionais. Outras geometrias podem ser suportadas incluindo-se termos nas equações diferenciais parciais. O sistema pode ser estacionário, dependente do tempo, ou , alternativamente o FlexPDE pode resolver problemas de autovalor. Equações de estado estacionário e dependente do tempo podem ser misturados em um único problema. Qualquer número de equações simultâneas podem ser resolvidas, sujeitando-se somente às limitações do computador que é executado o FlexPDE (PDE Solutions Inc.).

As equações podem ser linear ou não-linear. O FlexPDE automaticamente aplica uma versão modificada Newton-Raphson no processo de iteração em sistemas não-lineares. Podendo trabalhar com qualquer número de regiões diferentes das propriedades dos materiais podem ser definidas. FlexPDE é um sistema totalmente integrado de resolução de equações diferenciais parciais, combinando várias instalações internas para fornecer um sistema completo de resolução de problemas. Um analisador de Equação simbólica expande parâmetros e as equações definidas, realiza diferenciação espacial, e simbolicamente aplica a integração por partes para reduzir a termos de segunda ordem para criar equações Galerkin. Em seguida, simbolicamente diferencia estas equações para formar a matriz Jacobiana de acoplamento.

A malha é gerada com elementos finitos triangulares ou tetraédricos ao longo de uma, duas ou três dimensões no domínio do problema. Em duas dimensões, um domínio arbitrário é preenchido com um malha triangular não estruturada. Em problemas tridimensionais, um domínio bidimensional arbitrada é extrudado em uma terceira dimensão. A figura tridimensional resultante é preenchida com uma malha tetraédrica não estruturada. Uma análise numérica em elementos finitos seleciona uma solução apropriada para estado estacionário, dependente do tempo ou problemas de autovalor, com procedimentos separados para sistemas lineares ou não lineares. A base de elementos finitos pode ser linear, quadrática ou cúbica.

Um procedimentos de refinamento adaptativo da malha mede a precisão e promove um refinamento onde o erro atinge valores satisfatórios. O sistema repete o refinamento da malha até que a tolerância de erro definida pelo usuário seja alcançada. A saída gráfica aceita funções algébricas arbitrárias e parcelas de contorno, superfície, vetores ou níveis. Os dados exportados podem ser escritos em diversos formatos, incluindo tabelas simples, dados de construção de malha em elementos finitos, CDF, VTK, TecPlot ou outros programas compatíveis (PDE Solutions Inc.).

3.3.3.2 O funcionamento do programa

A idéia principal da análise de elementos finitos (FEA) é dividir o domínio de interesse em sub-regiões (células) de formas simples e resolver sobre cada uma dessas simultaneamente.

FlexPDE divide o domínio em triângulos, ou melhor, de prismas triangulares transversais. Células em contato com a fronteira pode ter o lado externo ligeiramente curvo. As células que vemos na tela são, portanto, as projeções do prismas no plano de visualização (BACKSTROM, 2005).

O programa resolve a Equação Diferencial Parcial (EDP), determinando os valores das variáveis dependentes em pontos discretos (nós), ou seja, nos cantos do triângulos e nos pontos médios entre os cantos. O único registro da processo de solução é, portanto, uma lista de valores nesses nós. A fim de obter os valores da função e derivados em outros pontos de uma célula triangular, o programa aplica um algoritmo para interpolação entre os nós.

Depois que o programa produziu uma solução, ela armazena em uma tabela onde os valores da variável dependente (ou variáveis) são dadas para cada ponto de nó. Para calcular a solução em qualquer ponto do espaço o programa interpola esta tabela por um algoritmo quadrático. O procedimento envolvido neste interpolação é simples. Para cada região triangular o programa usa um polinômio da seguinte forma:

$$P(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3xy + a_4x^2 + a_5y^2 \quad (3.112)$$

Valores da função são conhecidos em três cantos e três pontos médios, em um total de seis pontos, o que corresponde exatamente ao número de coeficientes em $P(x, y)$. A fim de determinar o coeficiente a_i o programa apenas resolve um sistema de seis equações lineares. Na análise de elementos finitos, sabendo os valores de nó das variáveis dependentes equivalente a ter uma solução para o problema. Se as variáveis dependente são conhecidas em todos os nós da rede, podemos interpolar os valores em qualquer ponto do domínio da solução e também diferenciar os polinômios para obter derivadas de primeira e segunda ordem.

A tarefa crucial de calcular os valores referentes aos nós é muito mais difícil do que para interpolar os resultados. Geralmente, com equações diferenciais parciais do tipo:

$$E_q = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + f_1 \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + f_2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + f_3 \frac{\partial u}{\partial x} + f_4 \frac{\partial u}{\partial y} + f_5 u + f_6 = 0 \quad (3.113)$$

Onde $f_1, f_2, f_3, f_4, f_5, f_6$ são funções de x e y . Se $u(x,y)$ é uma solução exata da EDP, então E_q permanece zero sobre todo a solução do domínio D . Integrando sobre este domínio também temos:

$$\iint_D E_q dx dy = 0 \quad (3.114)$$

No entanto não é verdade que uma função $u(x,y)$ que satisfaz esta relação seja uma solução: E_q pode assumir tanto valores positivos quanto negativos, o que poderia cancelar a integral. Se por outro lado tomar-se o quadrado da equação diferencial parcial, tem-se um condição,

$$\iint_D E_q^2 dx dy = 0 \quad (3.115)$$

Implicando que $u(x,y)$ é a solução. De fato é possível utilizar esta relação para resolver uma equação numericamente. Para uma dada EDP, a integral acima de E_q^2 pode ser considerada como uma função dos valores de nó.

$$I(u_1, u_2, \dots, u_n) \equiv \iint_D E_q(u_i, x, y)^2 dx dy = 0 \quad (3.116)$$

Claro que, em vista da precisão limitada da computação numérica nunca poderíamos esperar encontrar um conjunto de valores de nó u_i que torna a integral $I(u_1, u_2, \dots, u_n)$ exatamente igual a zero, por isso deve-se ter como satisfatório um conjunto que minimiza o integral. Isto é equivalente a encontrar um mínimo de uma função de muitas variáveis, e há métodos disponíveis para resolver este tipo de problema. O efeito provocado tomando-se o quadrado de E_q , no entanto, torna o integrando mais complicado e também não-linear. Um método alternativo que envolve análises lineares, contanto que a EDP e seus valores de contorno sejam lineares, é descrito a seguir. Em vez de considerar o problema com uma única expressão integrante, como no esquema acima, pode-se introduzir um conjunto de equações do mesmo tipo (numeradas $j=1,2,\dots,m$):

$$I(u_1, u_2, \dots, u_n) \equiv \iint_D W_j(x, y) E_q(u_1, u_2, \dots, u_n, x, y) dx dy = 0 \quad (3.117)$$

Estas equações não são mais quadráticas. $W_j(x,y)$ é uma função peso, que pode enfatizar um subdomínio (célula) no interior da solução da solução total de domínio D . É livre a escolha das função de peso, entretanto para cálculos mais simples a estratégia seria a de utilizar o peso 0 ou 1. Na primeira equação por exemplo, pode-se usar a unidade de peso

dentro de uma célula triangular e zero em todas as demais. O princípio é forçar a função de julgamento (eventualmente a solução) para satisfazer a EDP sobre cada célula.

Uma forma de aplicar o método acima seria a utilização de unidade de peso em número de células j e zero em outro lugar, dando assim m equações sobre várias partes do domínio da solução. O problema é que o número de células (m) é sempre muito menor do que o número de nós (n).

Vamos supor que haja apenas uma variável dependente (u) e que as condições de contorno sejam especificadas pelo valor de todos os lados. Todos os valores na fronteira portanto, são conhecidos, sendo então preciso resolver para valores nos nós internos. Mesmo esse número é geralmente maior que o número de células, no entanto, é preciso um meio flexível de aumentar o número de equações.

Vários métodos de funções de peso são conhecidos. Um conjunto de regras que daria o número certo de equações é descrito a seguir. Se o nó j é ponto médio, tomamos $W_j=1$ para duas células que compartilham este ponto e escolhemos $W_j=0$ para os demais lugares. Se o nó j é de canto, toma-se $W_j=1$ para as células compartilhadas de canto e toma-se $W_j=0$ para os demais lugares. Se o ponto é na fronteira usamos apenas uma célula. Este procedimento fornece o número correto de equações, e todos os subdomínios para a integração tomam-se diferentes, consequentemente produz-se equações diferentes.

Naturalmente, precisa-se de esquemas de ponderação mais sofisticados no caso de várias variáveis dependentes. Os produtores de FlexPDE não revelam os detalhes do método realmente utilizado. Se a EDP e as condições de contorno são lineares, o resultado da análise é um sistema de equações lineares. Se a EDP ou as condições de contorno são não-lineares, obtem-se um sistema mais geral de equações algébricas (BACKSTROM, 2005).

CAPÍTULO 4

METODOLOGIA

Neste capítulo, apresenta-se a metodologia utilizada para o desenvolvimento do trabalho de dissertação, sendo dada ênfase à filosofia de escavação NATM, implementada e analisada a partir de um caso em estudo. Este trabalho desenvolve uma análise numérica tridimensional de um túnel escavado em rocha com comportamento elástico linear, sendo utilizado para tanto o programa FlexPDE que resolve de equações diferenciais parciais com o método dos elementos finitos. O script utilizado nas análises constitui de um sequenciamento numérico do trabalho de Adriano (2009), adaptado para túneis.

Este trabalho é uma continuação do trabalho de Vissoto Junior (2009) no qual foram realizadas análises numéricas 2D da interação maciço-suporte, com a utilização de metodologias para simular o efeito 3D numa análise bidimensional. Este trabalho verifica e valida a metodologia utilizada por Vissoto Junior (2009) a partir das simulações 3D utilizado o mesmo caso em estudo do trabalho do referido autor.

4.1 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO ELÁSTICO 3D PARA TÚNEIS

A implementação do modelo é feita inicialmente arbitrando-se as condições iniciais e de contorno da malha a ser gerada no FlexPDE. Posteriormente é simulada a escavação do túnel, e são compilados dos resultados de tensão e deformação para serem verificados com a solução analítica de Kirsch.

4.1.1 Condições iniciais e condições de contorno

A malha gerada no programa FlexPDE possui dimensões em x, y e z, respectivamente de 60, 130, 200. É constituída de elementos tetraédricos e possui aproximadamente 70 mil nós (Figura 4.1), ou seja, aproximadamente 210 mil graus de liberdade.

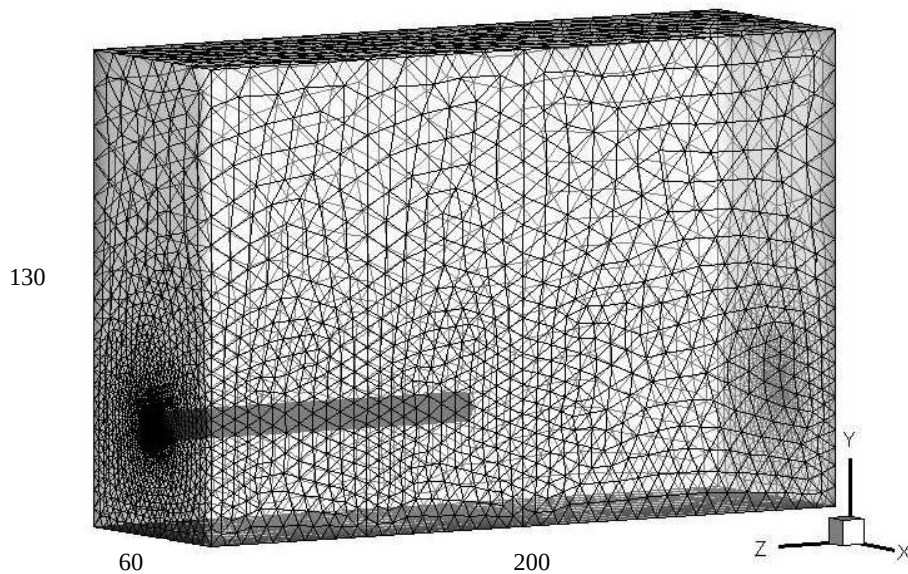


Figura 4.1. Malha gerada no programa FlexPDE.

O túnel possui formato circular com 4 metros de raio e comprimento de 100 metros. Está a uma profundidade de 100 metros, possuindo um eixo de coordenadas, em relação a própria malha, como apresentado na Figura 4.1.

Para a análise elástica do túnel circular simulado foi arbitrado $K_x = K_z = 4$, já para a simulação do túnel do caso estudo, cuja seção é em forma de ferradura, foi utilizado $K_x=2,16$ e $K_z=3,76$. Estes últimos dados foram retirados de Vissoto Junior (2009).

A malha foi fixada na direção de z nos planos XY em $z=0$ m e $z=200$ m, na direção de y no plano XZ em $y=0$ e nas direções de x e z nos planos YZ em $x=0$ e $x=60$. A condição de contorno descrita foi utilizada em todas as simulações.

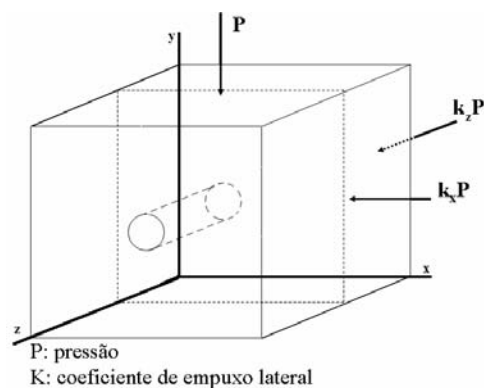


Figura 4.2 Representação geométrica 3D.

Foram consideradas tensões iniciais *in situ*, formadas em um tempo geológico antes da escavação (Figura 4.2), desconsiderando-se eventuais deslocamentos gerados nesta etapa ($\sigma \neq 0$; $u = v = w = 0$).

4.1.2 Escavação do túnel

A partir das condições iniciais geradas no passo anterior ($\sigma \neq 0$ $u = v = w = 0$) é feita a escavação do túnel e, por conseguinte, o descarregamento do maciço. Este processo gerou uma redistribuição de tensões em volta da abertura e deslocamentos derivados apenas destas tensões ($\sigma \neq 0$; $u, v, w \neq 0$).

4.1.3 Verificação do modelo numérico 3D

A simulação numérica do túnel circular gerou resultados de tensão e deslocamentos radiais e tangenciais em volta da escavação. A partir da seção média do túnel ($z=150$ m), chamada de seção A, serão analisados os resultados de tensão e deformação para serem comparados com a solução analítica de Kirch. Na Figura 4.3 é possível observar a localização da seção.

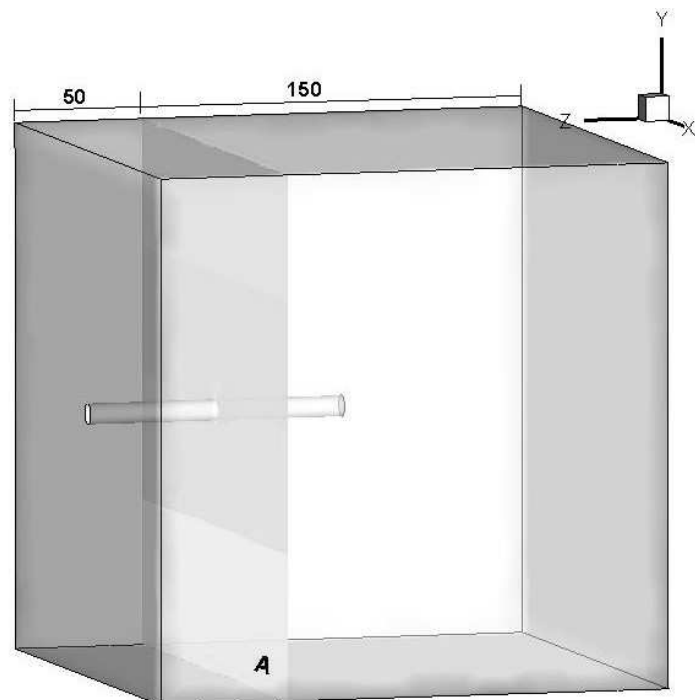


Figura 4.3 Seção média do túnel (Seção A).

4.2 COLETA DE DADOS

A partir do trabalho de Vissoto Junior (2009), foram coletados os dados dos ensaios de laboratório e de campo. O monitoramento da convergência da seção TAJ-10 utilizada na retro-análise foi executada no programa FlexPDE.

4.2.1 Caso Estudo: Túnel Auxiliar Jusante da UHE Simpício

O complexo hidroelétrico de Simpício-Anta está localizado no Brasil, no Rio Paraíba do Sul entre os estados de Minas Gerais (MG) e Rio de Janeiro (RJ), conforme Figura 4.4, entre os municípios de Chiador (Figura 4.5) e Sapucaia (Figura 4.6), latitude $22^{\circ}02'00''$ e longitude $43^{\circ}00'00''$.



Figura 4.4. Localização do Complexo Hidroelétrico (CH) Simpício / Anta, (a) Brasil; (b) Estados de Minas Gerais (MG) e Rio de Janeiro (RJ); e (c) Rio Paraíba do Sul e CH Simpício/Anta.



Figura 4.5 Município de Chiador



Figura 4.6. Município de Além Paraíba e Sapucaia.

A concepção do projeto da UHE de Simplício/Anta (Figura 4.7) permite que a área inundada do reservatório seja bem menor que a área inundada utilizando uma tecnologia tradicional, graças ao sistema de túneis de adução e canais que geram uma queda hidráulica total de 110 m. No critério eficiência econômica, foi reduzido o custo em volume de corte e aterro e horas máquina. Outra vantagem é o cronograma, que se reduz muito devido à não-sazonalidade do processo executivo e ao próprio processo de execução (VISSOTO JUNIOR, 2009).



Figura 4.7 Localização da Usina Hidroelétrica de Simplício (VISSOTO, 2009).

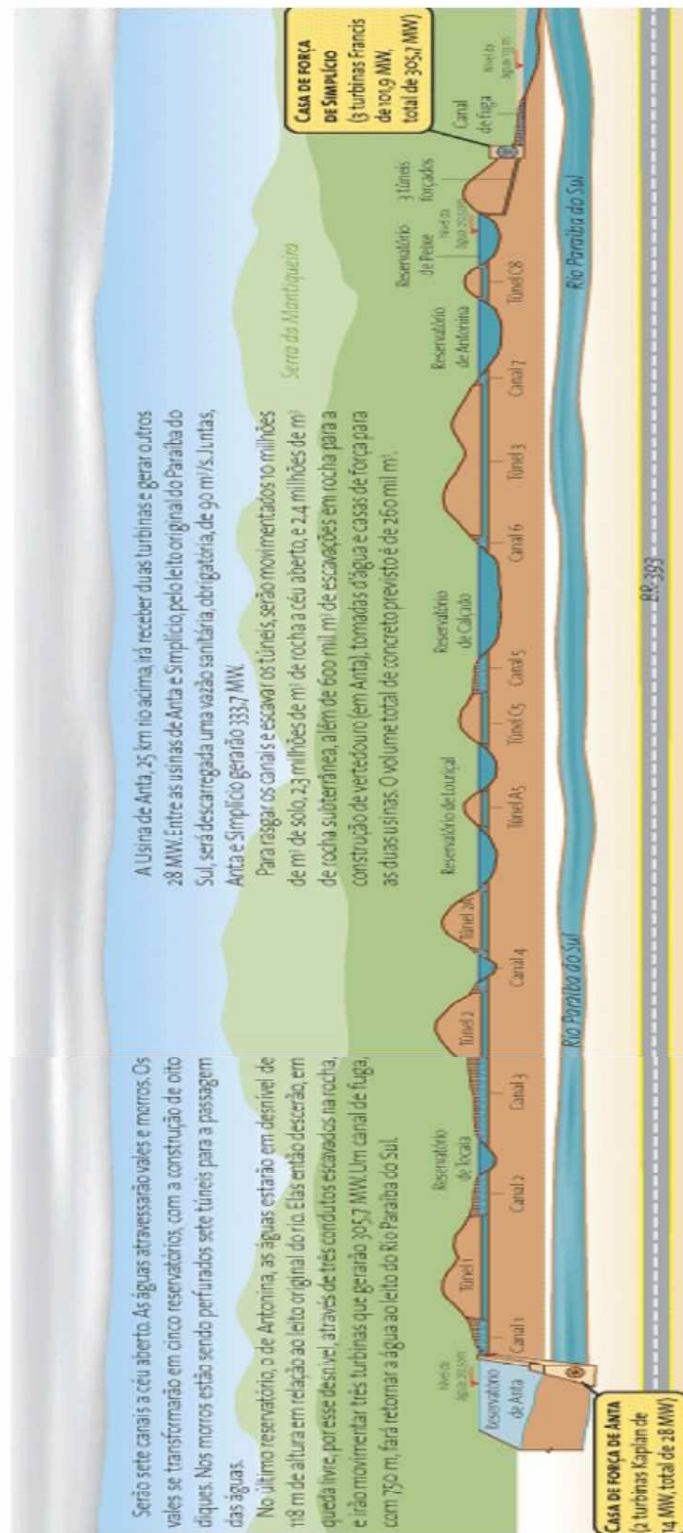


Figura 4.8 Distribuição esquemática do CH Simplício / Anta.

A UHE Simplício é constituída pelo barramento (Usina de Anta) no rio Paraíba do Sul, na divisa dos estados do Rio de Janeiro e de Minas Gerais. Será subtraída parte da vazão, por meio de canais e túneis de adução, formando uma queda de cerca de 110 m. A área a ser inundada pelo empreendimento, incluindo o reservatório de Anta e os reservatórios intermediários do sistema de interligação, mede somente 15,36 km² e a potência instalada totaliza 333,7 MW. O Túnel Auxiliar de Jusante do Túnel de Adução 3 (ver Figura 4.8) será utilizado como exemplo de caso, para que se possa, *in loco*, levantar dados em pontos estratégicos na estrutura do maciço, já que, à profundidade de cerca de 100 metros, o comportamento geomecânico deste será influenciado pelas descontinuidades (VISSOTO JUNIOR, 2009).

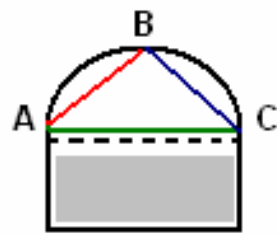
Em campo foram realizados ensaios de fraturamento hidráulico, convergência de pinos e levantamento estrutural pela equipe de técnicos de Furnas. Os testemunhos foram ensaiados à compressão triaxial, simples e diametral no laboratório de rochas de Furnas.

4.2.2 Parâmetros de caracterização, resistência e deformação do maciço

Foram coletados parâmetros de caracterização, resistência e deformação do maciço rochoso em estudo, obtidos por meio dos ensaios de compressão simples e fraturamento hidráulico em campo. Os parâmetros utilizados foram: peso específico, módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson, K_x , K_z .

4.2.3 Resultados de FURNAS do monitoramento do túnel

Os dados de deslocamentos da seção transversal do túnel foram coletados com o objetivo de serem utilizados na retroanálise do caso em estudo. Os quais foram obtidos da instalação de pinos com o objetivo de medir a convergência/divergência à medida que a frente de escavação do túnel avançava. Conforme a Figura 4.9 (a) foram colocados dois pinos nas paredes laterais e um no teto. Na Figura 4.9 (b) é possível observar a imagem de um pino instalado na parede do túnel.



(a)



(b)

Figura 4.9 (a) Distribuição dos pinos no túnel. (b) foto de um pino instalado na parede do túnel (VISSOTO, 2009).

Na Figura 4.10 têm-se a medida da convergência/divergência em campo de deslocamentos dos pinos na seção TAJ 10. De posse dos dados de convergência/divergência em função tempo, foram feitos gráficos em função da distância à frente de escavação, tendo em vista que a análise numérica utilizada não leva em consideração o fator tempo (Figura 4.11).

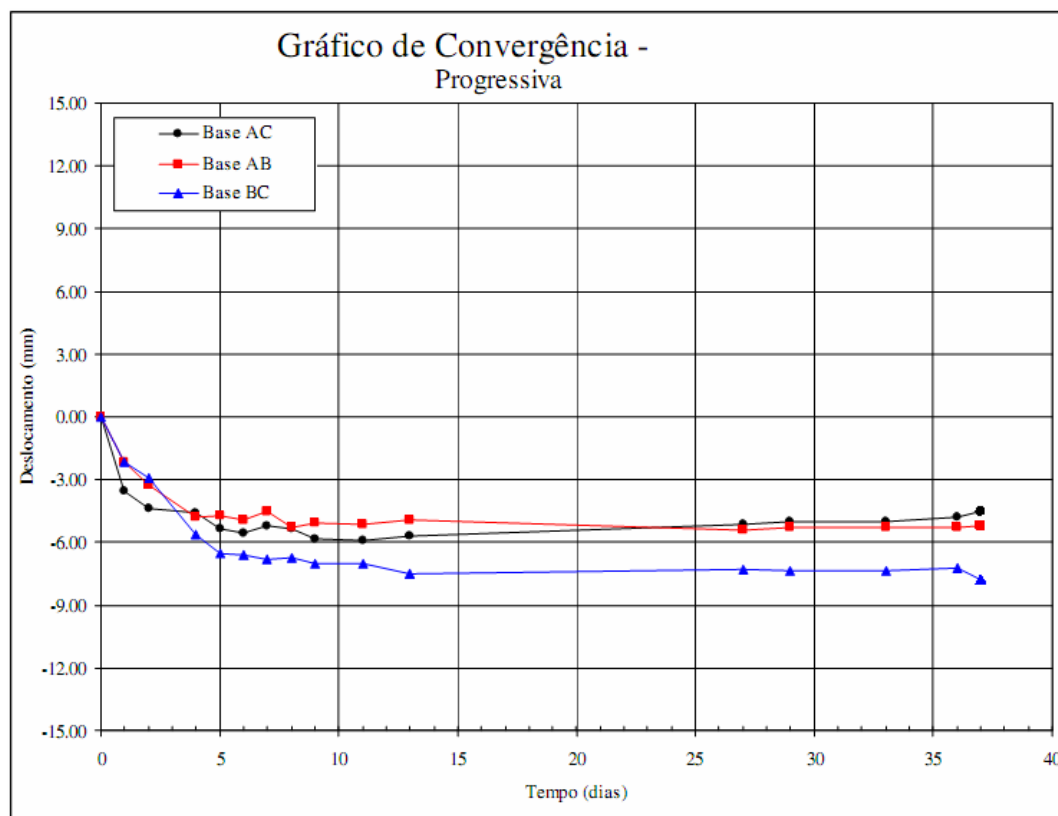


Figura 4.10 Resultado do monitoramento de pinos na progressiva 298 (VISSOTO JUNIOR, 2009).

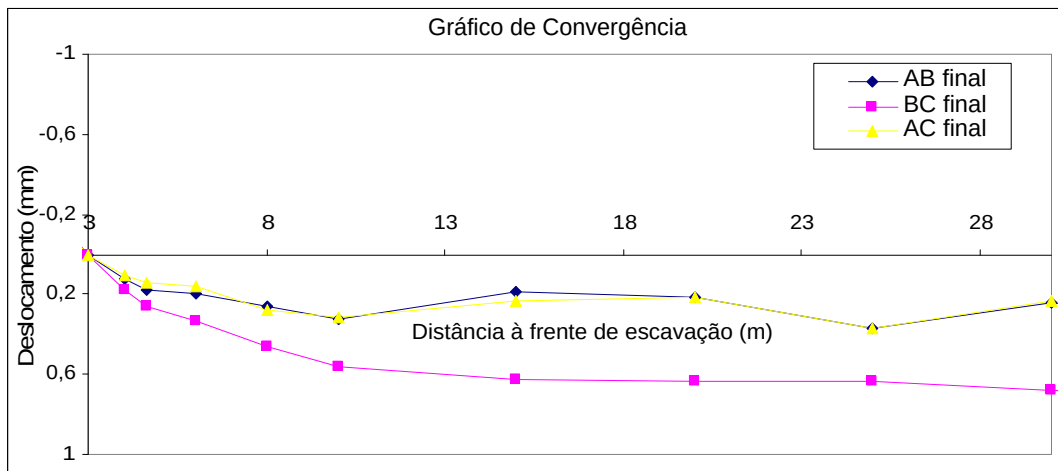


Figura 4.11 Gráfico de convergência em função da distância à frente de escavação

4.3 RETROANÁLISE NUMÉRICA DO TÚNEL

O sequenciamento numérico desenvolvido conforme o item 4.2 deste Capítulo é então validado por meio da retroanálise dos dados de monitoramento em campo do túnel auxiliar 3 UHE Simplício. O módulo de deformação da rocha foi alterado até encontrar um valor que resulte em medidas próximas às medidas de campo. Cabe ressaltar que as análises numéricas consideram o maciço homogêneo, com parâmetros obtidos a partir de ensaios de laboratório, os quais são feitos com amostras pontuais de rocha intacta e com uso de correlações empíricas para estimar os parâmetros do maciço rochoso. Como a situação real do caso estudado apresenta uma variabilidade natural, foi necessário ajustar os valores do módulo de deformação a um valor médio, de maneira que os deslocamentos obtidos no programa FlexPDE fossem capazes de representar o maciço. Foram realizadas ainda análises quanto à curva de reação do maciço, conforme a Figura 4.12, no qual os números de 1 a 4 representam os diferentes estágios de instalação do suporte.

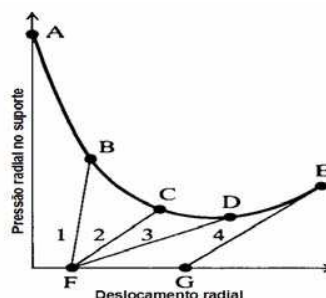


Figura 4.12. Modelo de curva de reação do maciço

CAPÍTULO 5

RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS 3D

Neste capítulo serão apresentados os resultados das simulações numéricas para um estudo de caso envolvendo análise de túneis profundos escavados em maciços rochosos homogêneos. Os resultados de tensão e deslocamentos obtidos em simulações no programa FlexPDE serão comparados com os resultados obtidos das soluções de Kirsch. Por fim será feita a retroanálise 3D do túnel auxiliar de jusante da UHE de Simplício-Anta.

5.1 MODELO NUMÉRICO 3D

A solução analítica de Kirsch foi utilizada para a verificação do modelo. Para tanto, inicialmente foi gerada uma malha em forma de cubo com as dimensões de 200 m x 200 m x 200 m e nesta foi escavado um túnel circular de 4 m de raio e comprimento de 100 m, como se pode observar pelas ilustrações longitudinal e transversal ao eixo do túnel ilustrados na Figura 5.1 e na Figura 5.2, respectivamente.

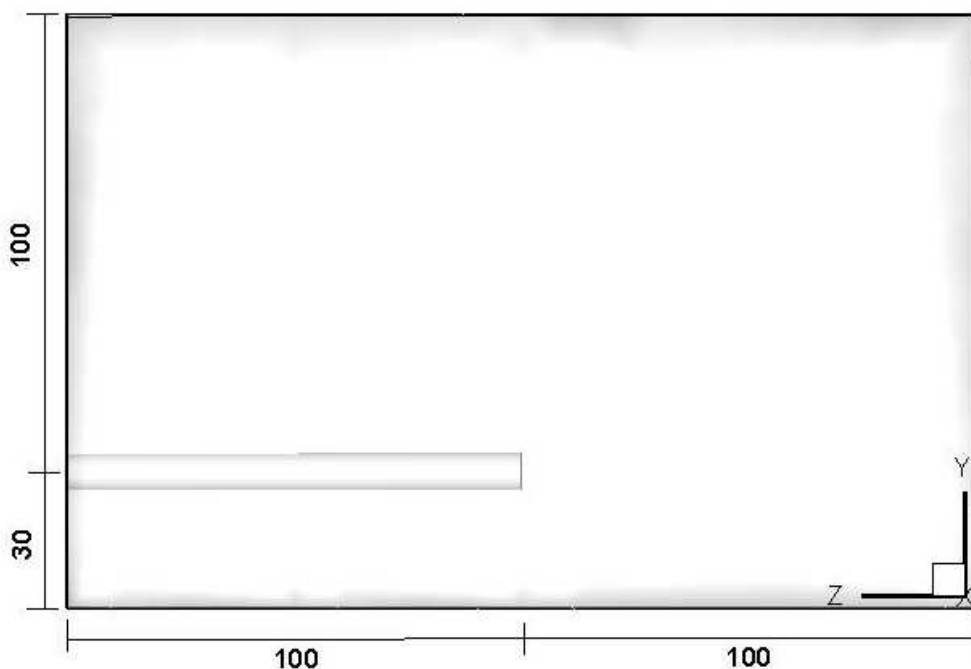


Figura 5.1 - Geometria longitudinal ao eixo do túnel.



Figura 5.2 - Geometria transversal ao eixo do túnel.

O maciço foi considerado homogêneo e de comportamento elástico linear. Foi considerado erro máximo admissível na ordem de 1×10^{-4} para tensões e deformações. Os parâmetros de entrada na formulação numérica foram: o módulo de elasticidade (63 GPa), coeficiente de Poisson (0,4) e o peso específico (26 kN/m³). Na Figura 5.3 é possível observar a malha 3D gerada pelo programa FlexPDE e visualizada com efeitos de luminosidade pelo Programa Tecplot 2009 (TECPLOT, Inc 2009).

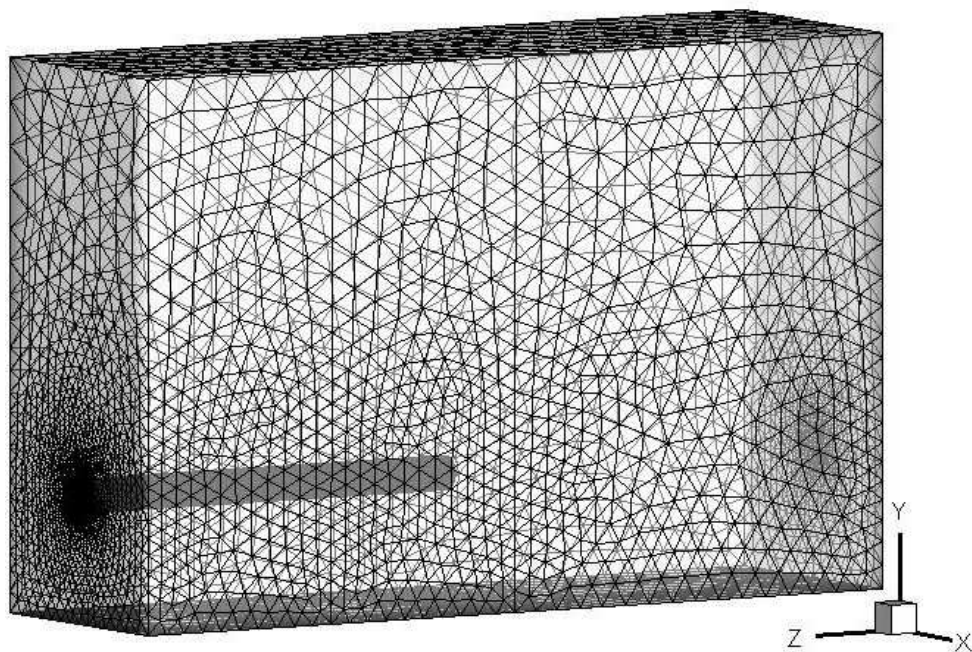


Figura 5.3 - Malha 3D do túnel circular gerada pelo programa FlexPDE.

Abaixo tem-se o *script* utilizado no programa FlexPDE para um túnel com abertura circular.

```

TITLE '3D stress'
COORDINATES
cartesian3
SELECT
    !errlim = 0.1
    painted = on
    thermal_colors = on
    contours = 20
    regrid=on
VARIABLES
    u(0.001)
    v(0.001)
    w(0.001)
DEFINITIONS
    !{*** Geometry ***}
    p = 100
    H = 30
    raio = 4
    !geometry and property values
    Esoil = 38830000
    musoil = 0.4
    gww = 9.81 ! kN/m3
    !soil properties
    E = 38830000
    mu=0.4
    k0x = 3.2
    k0z = 3.2
    gamax = 0
    gamay = 26
    gamaz = 0
    !initial conditions
    sy0 = (h+p-y)*26 !vertical stress
    sx0 = k0x*sy0
    sz0 = k0z*sy0
    sxy0 = 0
    sxz0 = 0
    syz0 = 0
    !PDE coefficients
    D11 = E*(1-mu)/((1+mu)*(1-2*mu))
    D22 = E*(1-mu)/((1+mu)*(1-2*mu))
    D33 = E*(1-mu)/((1+mu)*(1-2*mu))
    D12 = E*mu/((1+mu)*(1-2*mu))
    D13 = E*mu/((1+mu)*(1-2*mu))
    D23 = E*mu/((1+mu)*(1-2*mu))
    D44 = E/(2*(1+mu))
    !strain-deformation
    ex = -dx(u)
    ey = -dy(v)
    ez = -dz(w)
    exy = -(dx(v) + dy(u))
    exz = -(dx(w) + dz(u))
    eyz = -(dy(w) + dz(v))
    !stress-strain
    sx = sx0 + D11*ex + D12*ey + D13*ez
    sy = sy0 + D12*ex + D22*ey + D23*ez
    sz = sz0 + D13*ex + D23*ey + D33*ez
    sxy = sxy0 + D44*exy
    sxz = sxz0 + D44*exz
    syz = syz0 + D44*eyz
    kx=-sx0/sy0
    kz=-sz0/sy0

```

```

!principal stress
psb = SAVE(-(sx+sy+sz))
psc = SAVE(sx*sy-(sxy^2)+sx*sz-(sxz^2)+sy*sz-(syz^2))
psd = SAVE(-sx*sy*sz-2.*sxy*sxz*syz+sx*syz^2.+sy*sxz^2.+sz*sxy^2.)
psp1 = SAVE(((2*(psb^3))-(9*psb*psc)+(27*psd))/27)
psp2 = SAVE((psp1^2)/4+(((3*psc-(psb^2))/3)^3)/27)
psp3 = SAVE(-((((psp1^2)/4)-psp2)^(1/6)))
psp4 = SAVE(cos((arccos(-psp1/(2*(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/2)))))/3))
psp5 = SAVE((3^0.5)*sin((arccos(-psp1/(2*(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/2)))))/3))
s1 = SAVE(-2*psp3*psp4-(psb/3))
s2 = SAVE(psp3*(psp4-psp5)-(psb/3))
s3 = SAVE(psp3*(psp4+psp5)-(psb/3))
stmax = SAVE((s1 - s3)/2.)
!stress invariants
i1 = SAVE((sx + sy + sz)/3.)
i2 = SAVE((((1./6.)*(sx - sy)^2. + (sx - sz)^2. + (sy - sz)^2.) + sxy^2. + sxz^2. + syz^2.)/(.5))
i3 = SAVE(((1./27.)*(2.*sx - sy - sz)*(2.*sy - sx - sz)*(2.*sz - sx - sy) + 2.*sxy*sxz*syz
- ((2.*sx - sy - sz)/3.)*(syz^2.) - ((2.*sy - sx - sz)/3.)*(sxz^2.) - ((2.*sz - sx - sy)/3.)*(sxy^2.))
auxtheta = SAVE(-(3.*(3.^5)/2.)*i3/(i2^3.))
theta = SAVE(if i2=0 then 0.0 else (1./3.)*arcsin(-(3.*(3.^5)/2.)*i3/(i2^3.)))
!p and q (Lambe and Whitman, 1969)
pus = (s1 + s3)/2.
qus = (s1 - s3)/2.
!strains parameters
peb = SAVE(-(ex+ey+ez))
pec = SAVE(ex*ey-((exy/2)^2)+ex*ez-((exz/2)^2)+ey*ez-((eyz/2)^2))
ped = SAVE(-ex*ey*ez-2.*(exy/2)*(exz/2)*(eyz/2)+ex*(eyz/2)^2.+ey*(exz/2)^2.+ez*(exy/2)^2.)
pep1 = SAVE(((2*(peb^3))-(9*peb*pec)+(27*ped))/27)
pep2 = SAVE((pep1^2)/4+(((3*pec-(peb^2))/3)^3)/27)
pep3 = SAVE(-((((pep1^2)/4)-pep2)^(1/6)))
pep4 = SAVE(cos((arccos(-pep1/(2*(((pep1^2)/4)-pep2)^(1/2)))))/3))
pep5 = SAVE((3^0.5)*sin((arccos(-pep1/(2*(((pep1^2)/4)-pep2)^(1/2)))))/3))
e1 = SAVE(-2*pep3*pep4-(peb/3))
e2 = SAVE(pep3*(pep4-pep5)-(peb/3))
e3 = SAVE(pep3*(pep4+pep5)-(peb/3))
etmax = SAVE((e1 - e3)/2.)
evol = SAVE(e1 + e2 + e3)
edev = SAVE((((ex - ey)^2. + (ex - ez)^2. + (ey - ez)^2. + (3./2.)*(exy^2.+exz^2.+eyz^2.))/2.^5))
!scaling factors for displacement plots
mag = 1000
EQUATIONS
u: (-dx(sx)-dy(sxy)-dz(sxz)+gamax)=0
v: (-dx(sxy)-dy(sy)-dz(syz)+gamay)=0
w: (-dx(sxz)-dy(syz)-dz(sz)+gamaz)=0
EXTRUSION
Surface "bottom face" z = 0
layer "front tunnel"
Surface "front tunnel face" z = 100
layer "front excavation"
Surface "middle face" z = 150
layer "portal"
Surface "portal face" z = 200
BOUNDARIES
surface "bottom face" load(u)=0 load(v)=0 value(w)=0
surface "portal face" load(u)=0 load(v)=0 value(w)=0
Region 1 "whole block"
E = Esoil
mu = musoil
gamax = 0
gamay = -26
gamaz = 0
start(0,0)
load(u)=0 value(v)=0 load(w)=0 Line to (2*H,0) !base of the problem

```

```

value(u)=0 load(v)=0 value(w)=0    Line to (2*H,H+p) !right-hand side
load(u)=0 load(v)=0 load(w)=0      Line to (0,H+p) !top of the problem
value(u)=0 load(v)=0 value(w)=0    Line to close
Feature Start(H,H-1*raio)
ARC(CENTER=H,H) ANGLE=360 to close
mesh_spacing = 1.0
Limited Region 2 "Tunnel 1"
Layer 'front excavation' VOID
mesh_spacing = 1.0
start(H,H-1*raio)
ARC(CENTER=H,H) ANGLE=360 to close
Limited Region 3 "Tunnel 2"
Layer 'portal' VOID
mesh_spacing = 1.0
start(H,H-1*raio)
ARC(CENTER=H,H) ANGLE=360 to close
MONITORS
grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"
PLOTS
grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"
elevation(u,v,w) from (0,34.1,150) to (60,34.1,150)
export format '#x#b#y#b#z#b#1#b#2#b#3' file="deslocamentos_teto_eixo_x.dat"
tecplot(u,v,w,sx,sy,sz,sxy,sxz,syz,s1,s2,s3,stmax) FILE "tecplot.dat"
...
...
END

```

5.2 VERIFICAÇÃO DA ANÁLISE 3D COM A SOLUÇÃO DE KIRSCH

Para realizar a verificação da modelagem 3D, os resultados foram comparados com a solução de Kirsch. Para tanto foram adotados K_x e K_z iguais a 4, condição comumente encontrada em maciços rochosos de boa qualidade e os parâmetros do maciço especificados anteriormente.

Seguindo os passos indicados no item 4.1 da metodologia para simulação de escavação de túneis, obteve-se uma grandeza de deslocamentos gerados muito pequenos em relação às dimensões do túnel e da malha. Assim, foi realizado um corte na seção média do túnel e aplicado um fator de magnitude de 1000 vezes para que fosse possível visualizar a malha deformada. Considerando o efeito do $K_x=4$, conforme Figura 5.4, observa-se a convergência da parede do túnel maior que a do teto devido ao efeito de K_x .

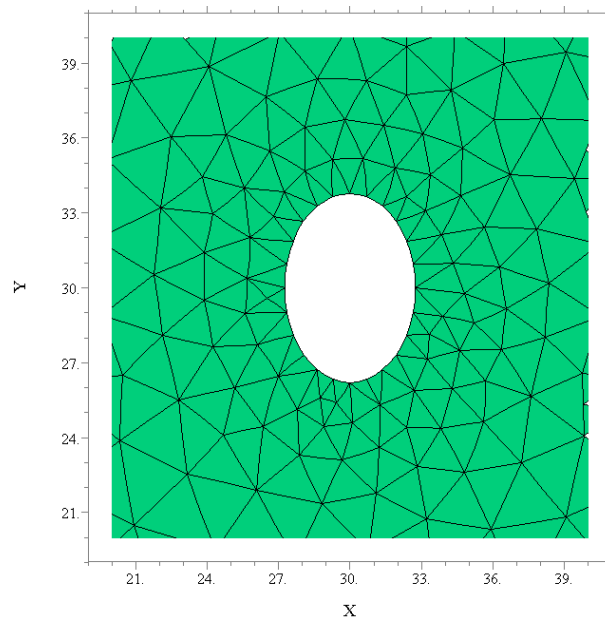


Figura 5.4 Malha deformada do túnel aumentada 1000 vezes na seção $z=150$. (FlexPDE5)

Os resultados obtidos dos deslocamentos verticais (v) pela simulação revelam que os deslocamentos verticais começam a aparecer em zonas situadas a uma distância de 20 metros da chegada da frente de escavação. É importante salientar que estes deslocamentos devem ser computados quando se comparam os resultados das simulações com os dados de monitoramento em campo, situação na qual tais deslocamentos são difíceis de medir e escapam ao monitoramento (Figura 5.5).

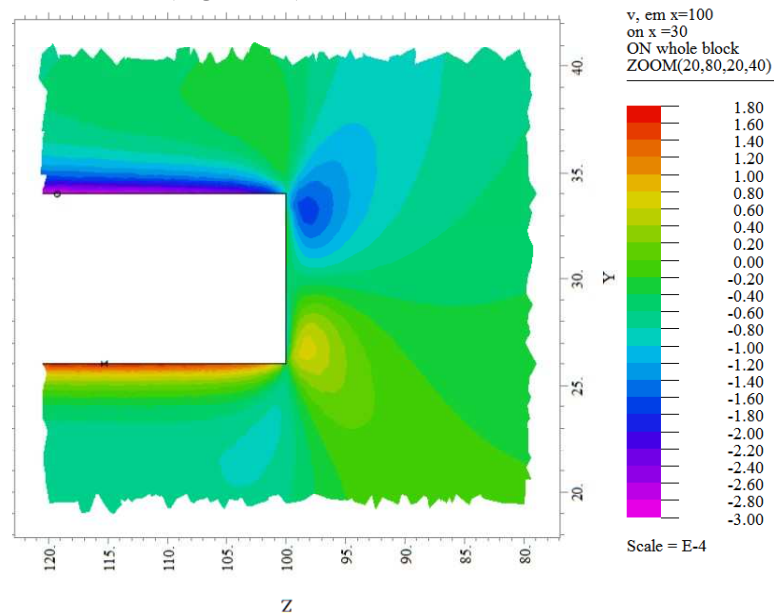


Figura 5.5 Deslocamentos verticais (v) na seção $x=100$ m. (FlexPDE5)

O gráfico da Figura 5.7 que mostra o deslocamento vertical ocorrendo antes da chegada da frente de escavação ao longo do eixo longitudinal do túnel.

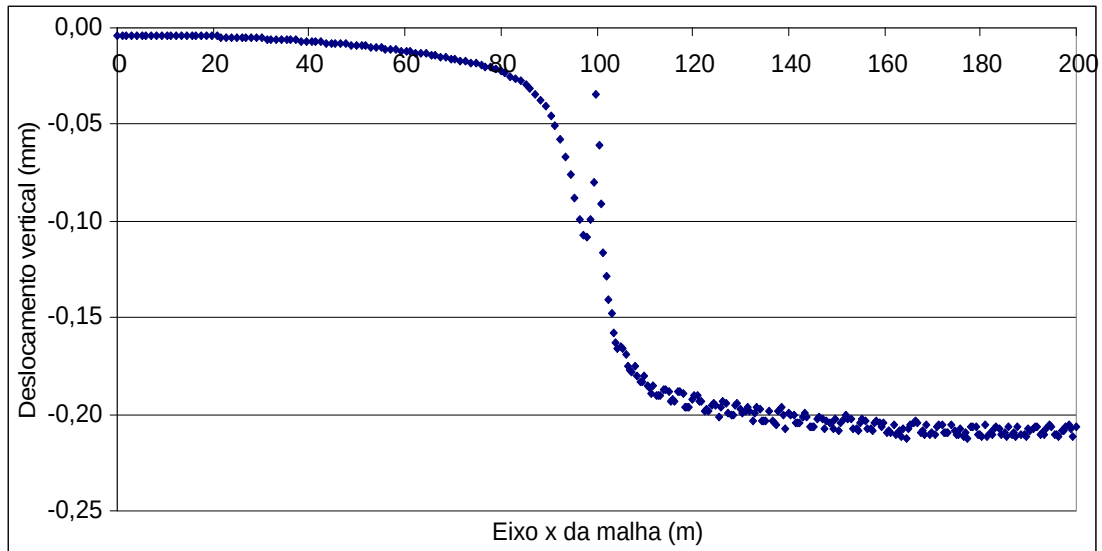


Figura 5.7 Linhas de superfície de deslocamento vertical no eixo z da malha.

Na seção A (Plano X-Y), à distância $z = 150$ m, foram coletados os resultados de tensões e deslocamentos na parede e no teto do túnel, sendo então comparados com os resultados obtidos pela solução de Kirsch, conforme as Figuras 5.8 a 5.11.

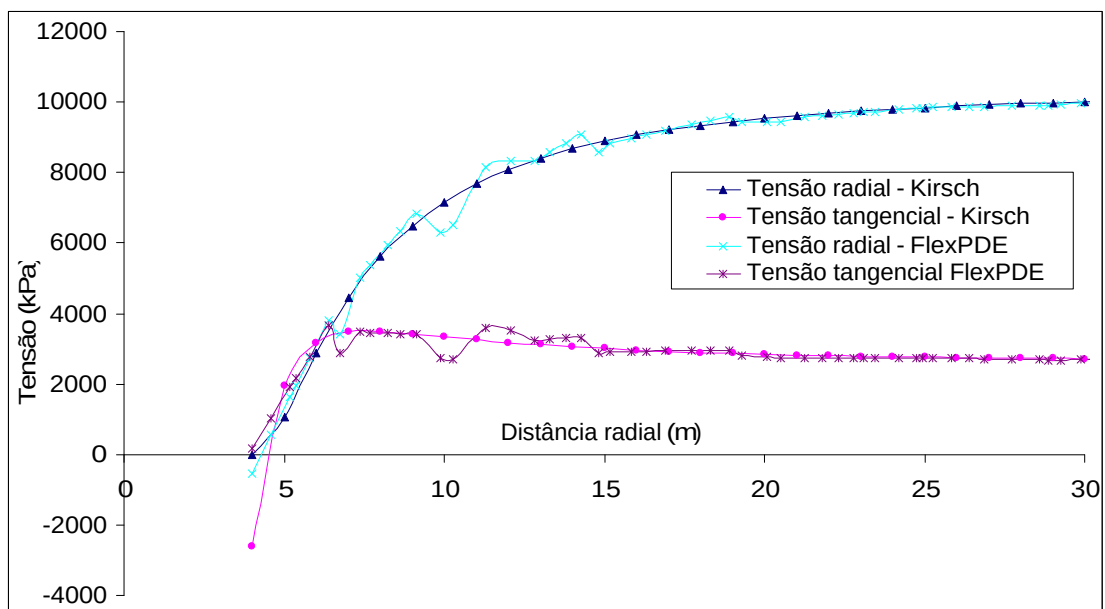


Figura 5.8 Comparativo de tensões na parede (FlexPDE x Kirsch) na seção média do túnel.

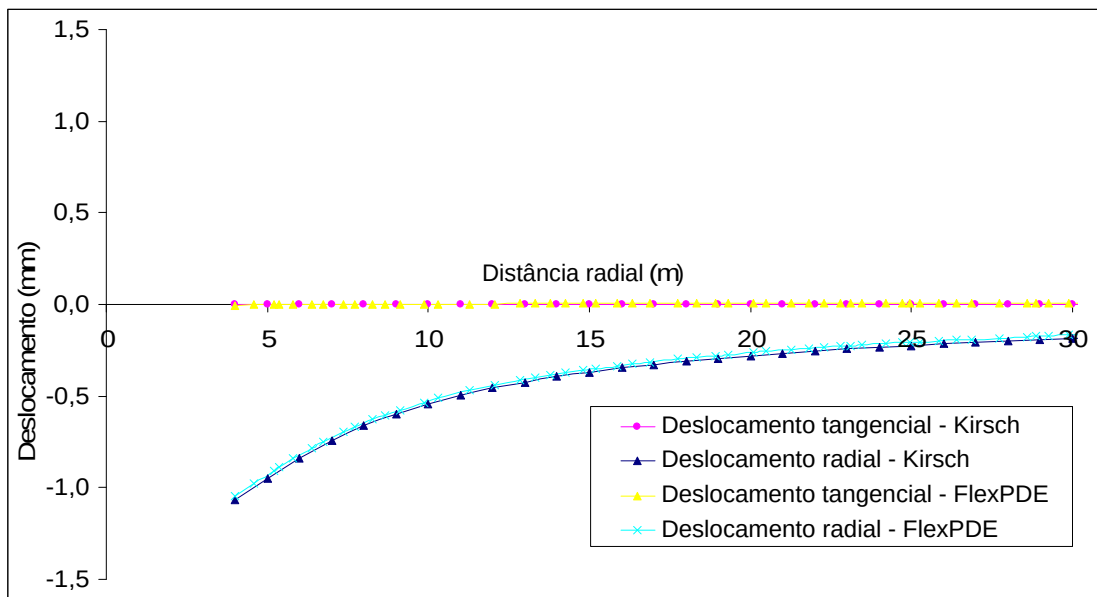


Figura 5.9 Comparativo de deslocamentos na parede (FlexPDE x Kirsch) na seção média do túnel.

Para a parede do túnel (Figuras 5.8 e 5.9) foi obtida uma excelente concordância com solução analítica para a seção comparada, indicado que esta seção corresponde a um estado de deformação plana. Nas Figuras 5.10 e 5.11 são apresentados comparativos de tensões e deslocamentos entre a solução numérica obtida do programa FlexPDE com a solução de Kirsch para a mesma seção A localizada no plano X-Y com coordenada em $z = 150$ m.

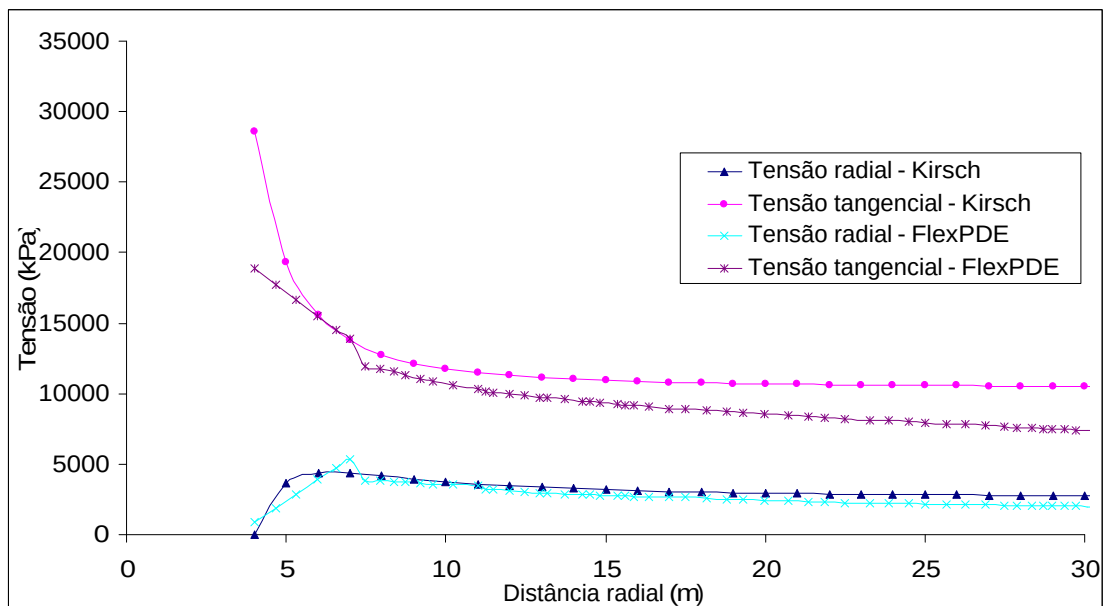


Figura 5.10 Comparativo de tensões no teto (FlexPDE x Kirsch) na seção média do túnel..

Levando em consideração as condições de contorno pontuais aplicadas no sequenciamento numérico, houve um afastamento entre as tensões calculadas pelo FlexPDE e as calculadas pela solução de Kirsch (Figura 5.17). A solução de Kirsch não considera o tamanho do maciço, julgando-o infinito. É neste sentido que se observa o distanciamento entre as curvas de tensões tangenciais, Kirsch buscando um valor constante e tendendo a zero na análise via MEF. Este efeito também é observado para as tensões radiais, porém em uma menor magnitude de divergência. Isto mostra claramente o efeito dos contornos da malha 3D quando analisado no sentido vertical ascendente a partir do teto do túnel e que, para o caso em estudo, é a condição real da escavação do túnel, mostrando dessa forma a vantagem da simulação numérica 3D. Simulação esta que considerou o efeito da gravidade com o peso específico da rocha.

A Figura 5.19 representa os deslocamentos da linha que liga o teto do túnel à superfície do terreno. Observa-se um ajuste perfeito entre os deslocamentos tangenciais e um bom ajuste entre os deslocamentos radiais. A solução de Kirsch busca um valor constante próximo de zero, e a solução via MEF tende a zero. Por isso a diferença entre as curvas até a uma distância de 50 m não excede a 0,02 mm. Conclui-se então que o tamanho da malha é coerente com a solução analítica utilizada e a geometria é adequada para ser utilizada em outras simulações semelhantes

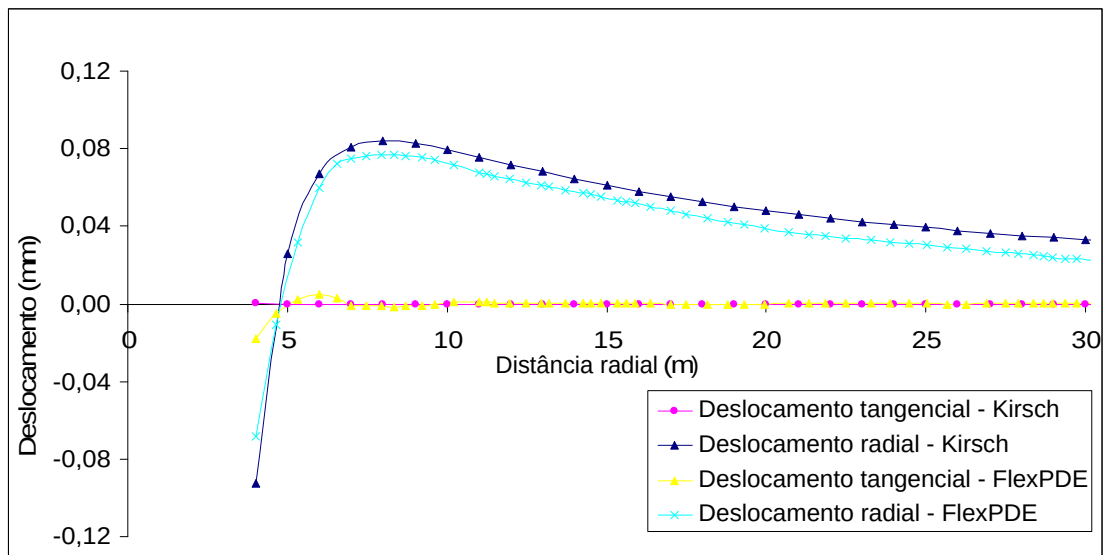


Figura 5.11 Comparativo de deslocamentos no teto (FlexPDE x Kirsch) na seção média do túnel.

5.3 INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES INICIAIS NO COMPORTAMENTO DO TÚNEL

Antes da cota de chegada da frente de escavação do túnel é possível observar modificações na distribuição de tensões ao longo do maciço. Com o intuito de se verificar esta ocorrência e a influência do estado de tensões iniciais com relação à orientação do eixo do túnel, foram realizadas simulações com diferentes parâmetros de K_x e K_z , sumarizados em quatro casos distintos, conforme apresentado pela Tabela 5.1:

Tabela 5.1 – Diferentes estados de tensões iniciais.

Casos	K_x	K_z
Caso I	1/3	0,5
Caso II	1,0	1,0
Caso III	2,0	1,5
Caso IV	1,5	2,0

As trajetórias de tensões para os quatro casos são apresentadas nas Figuras 5.12 a 5.15. Os valores de tensões p e q foram calculados com uso do programa FlexPDE, segundo as equações (5.1) e (5.2):

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (5.1)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (5.2)$$

Onde:

σ_1 : tensão principal maior

σ_3 : tensão principal menor

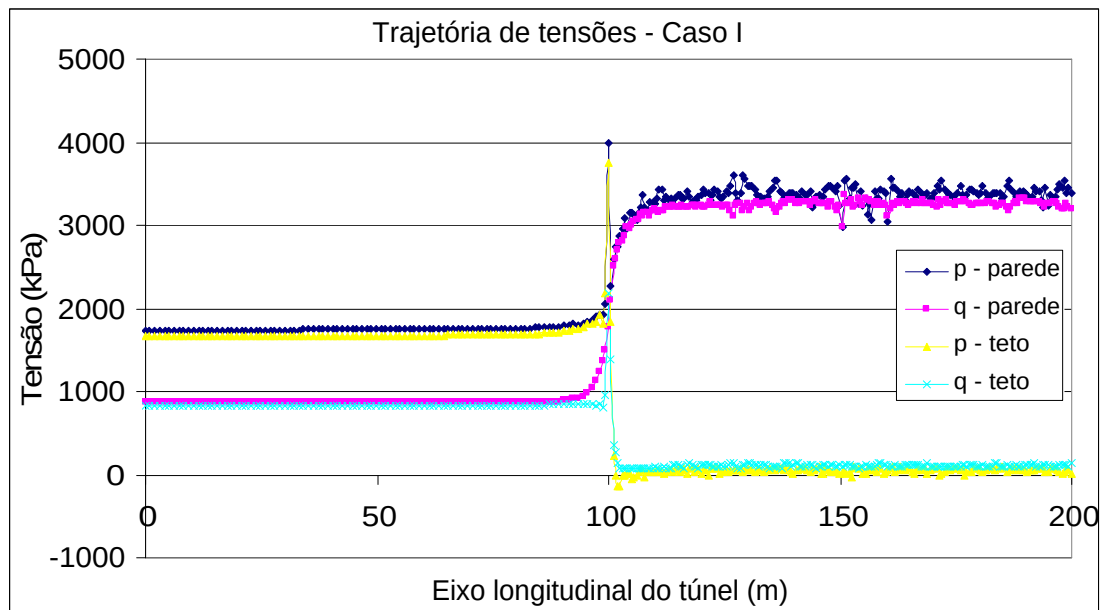


Figura 5.12 Trajetória de tensões para o Caso I ($K_x=1/3$ e $K_z=0,5$).

O Caso I descrito pela Figura 5.12 apresenta trajetórias de tensões distintas para o teto e para parede ao longo do túnel, os maiores níveis de tensões são alcançados na parede do túnel, reflexo de um K_z maior que K_x .

A Figura 5.13 ilustra um caso em que as trajetórias de tensões da parede e do teto se confundem na região do túnel, típica situação de um carregamento hidrostático em que os coeficientes de tensões com relação ao eixos x (K_x) e y (K_z) são iguais.

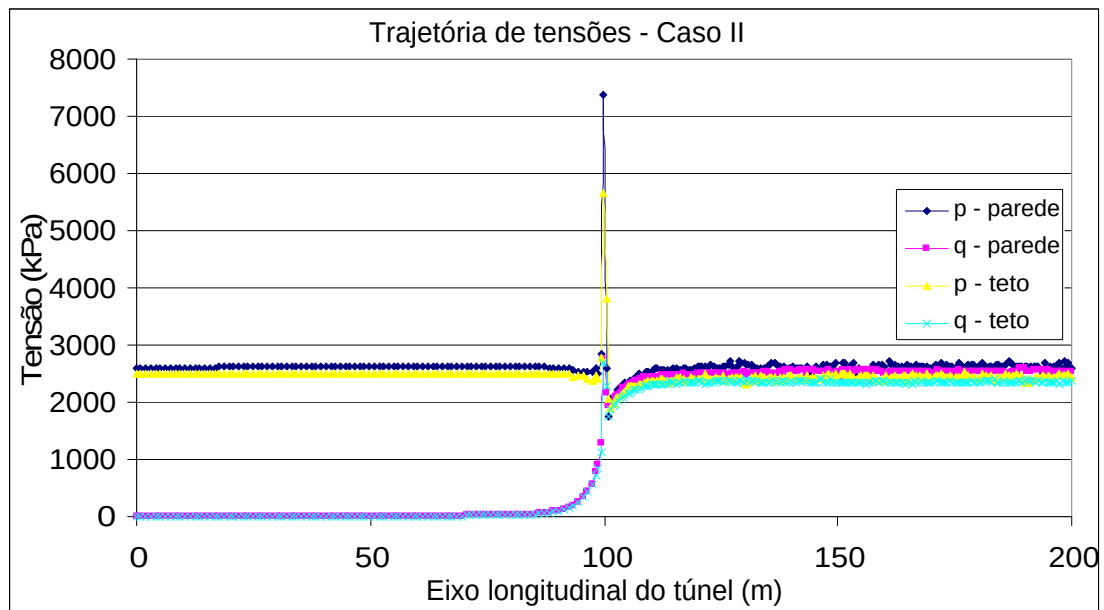


Figura 5.13 Trajetória de tensões para o Caso II ($K_x=1,0$ e $K_z=1,0$).

A Figura 5.14 mostra trajetórias de tensões para o teto do túnel com valores maiores que as apresentadas para a parede, sendo a trajetória de maior pico e amplitude do gráfico, a linha p da parede, reflexo de um maior valor de K_x .

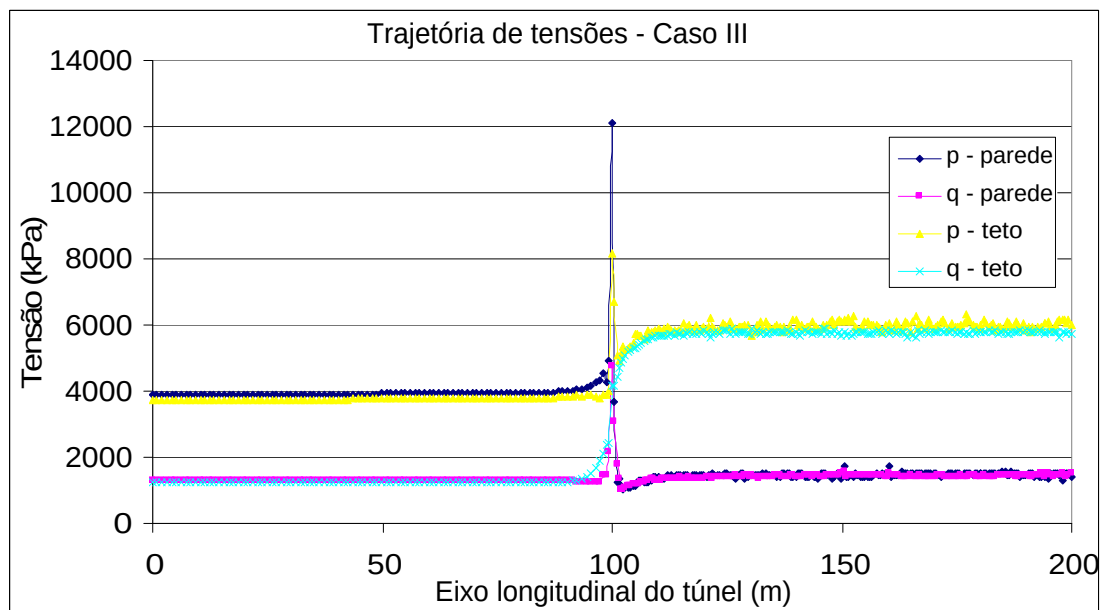


Figura 5.14 Trajetória de tensões para o Caso III ($K_x=2,0$ e $K_z=1,5$).

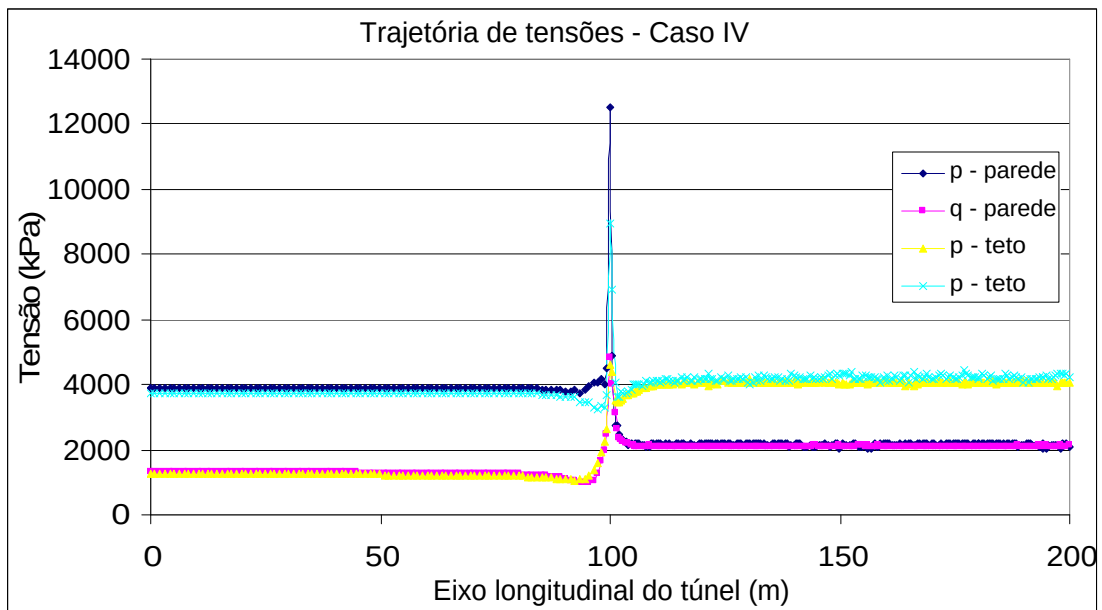


Figura 5.15 Trajetória de tensões para o Caso IV ($K_x=1,5$ e $K_z=2,0$).

A Figura 5.15 apresenta um caso particular em que a tensão principal maior é horizontal e perpendicular ao eixo do túnel. Dessa forma a trajetória p da parede do túnel, observada antes e após a frente de escavação, apresenta uma maior amplitude, tendendo a uma rápida estabilização com a trajetória q ao longo do eixo longitudinal do túnel. Foram realizadas análises do comportamento das tensões desviatórias para os quatro casos descritos anteriormente, sendo apresentado nas Figuras 5.16 a 5.19, cortes no sentido longitudinal do túnel.

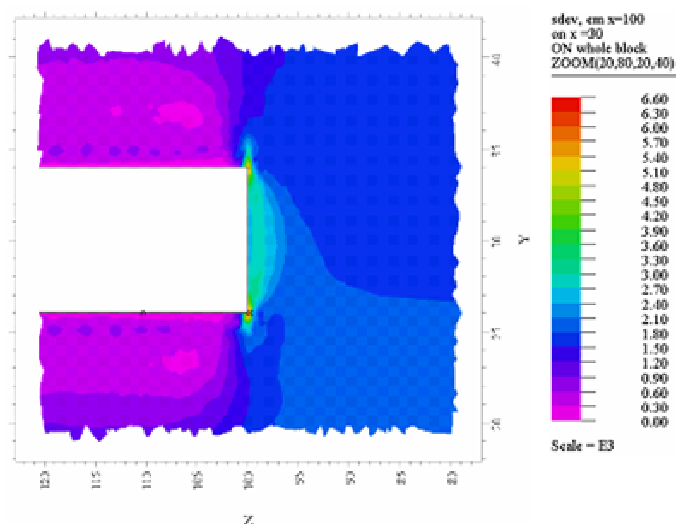


Figura 5.16 Contorno de tensões desviatórias - Caso 1 ($K_x=1/3$ e $K_z=0,5$)

A Figura 5.16 apresenta tensões desviatórias na ordem de 4×10^3 kPa, concentradas à frente do túnel, o que pode ser explicado por um maior valor de K_z , (caso I).

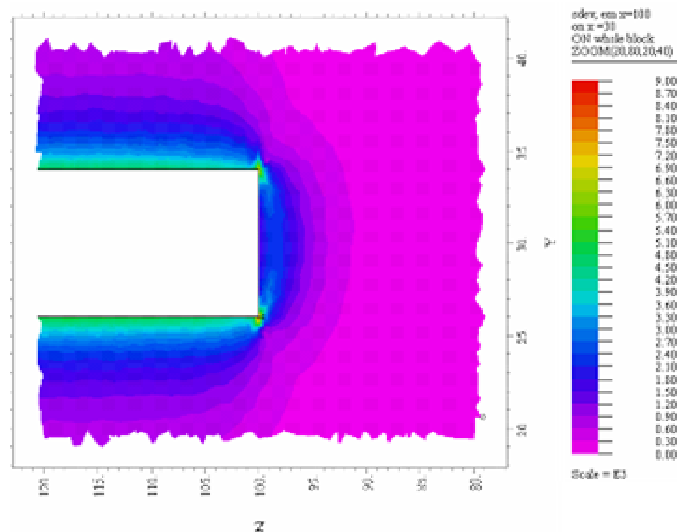


Figura 5.17 Contorno de tensões desviatórias - Caso 2 ($K_x= 1,0$ e $K_z=1,0$)

O corte longitudinal da distribuição de tensões desviatórias do caso 2 (Figura 5.17) apresenta maiores níveis de tensões no teto em volta do túnel, na ordem de $5,4 \times 10^3$, e certa concentração à frente do túnel com valor de $3,9 \times 10^3$ kPa, o que pode ser explicado pelo maior valor do coeficiente de tensões transversais ao eixo do túnel, atuando no sentido de K_z do eixo x. Já na Figura 5.18 observa-se que as tensões praticamente concentram-se em volta do túnel com valor de $1,2 \times 10^4$ kPa, similar ao caso IV (Figura 5.19), isto para valores de K_x maiores que 1,0.

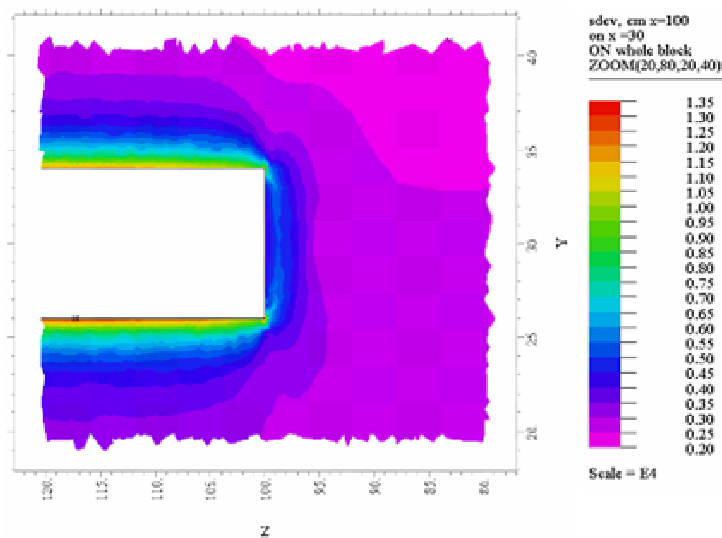


Figura 5.18 Contorno de tensões desviatórias - Caso 3 ($K_x= 2,0$ e $K_z= 1,5$)

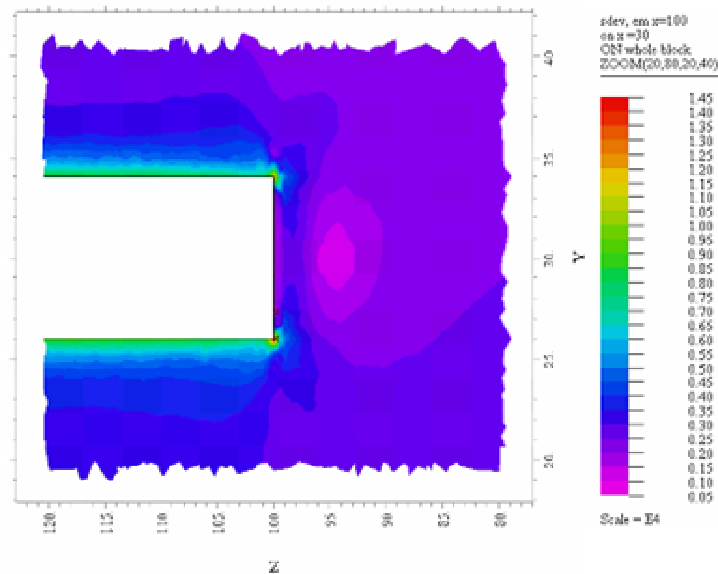


Figura 5.19 Contorno de tensões desviatórias - Caso 4 ($K_x = 1,5$ e $K_z = 2,0$)

5.4 RETROANÁLISE 3D DO TÚNEL AUXILIAR DE SIMPLÍCIO

O túnel estudado neste trabalho consiste de uma abertura em maciço rochoso a uma profundidade de 100 m, escavado na forma de ferradura com semicírculo de 4 m de raio sob uma base retangular de 2 m x 8 m conforme a Figura 5.20.

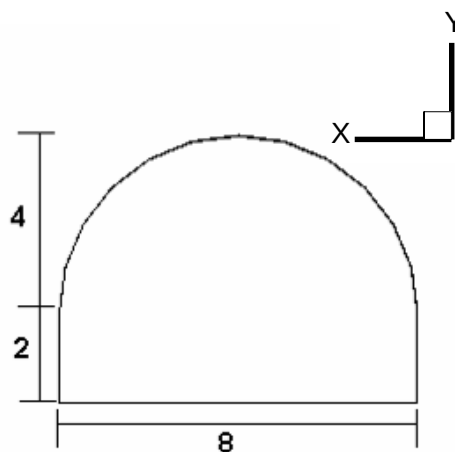


Figura 5.20 - Geometria da seção do túnel do caso estudo.

Nas Figuras 5.21 e 5.22 são apresentadas as medidas geométricas transversais e longitudinais do espaço modelado no programa FlexPDE.

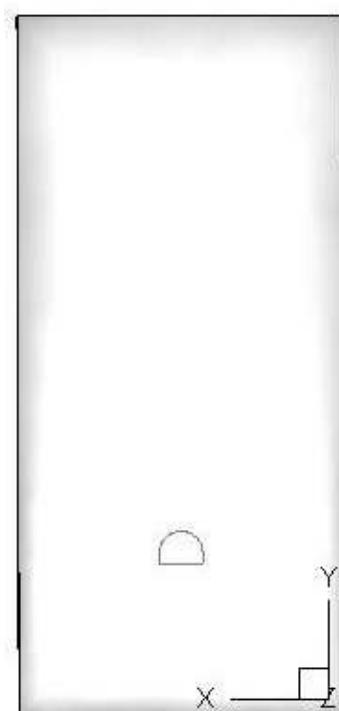


Figura 5.21 – Geometria da malha da seção transversal ao eixo túnel.



Figura 5.22 - Geometria da malha seção longitudinal ao eixo do túnel.

A malha gerada pelo programa FlexPDE e ilustrada com efeitos de luminosidade pelo programa Tecplot 2009 (TECPLOT Inc, 2009) pode ser observada na Figura 5.23

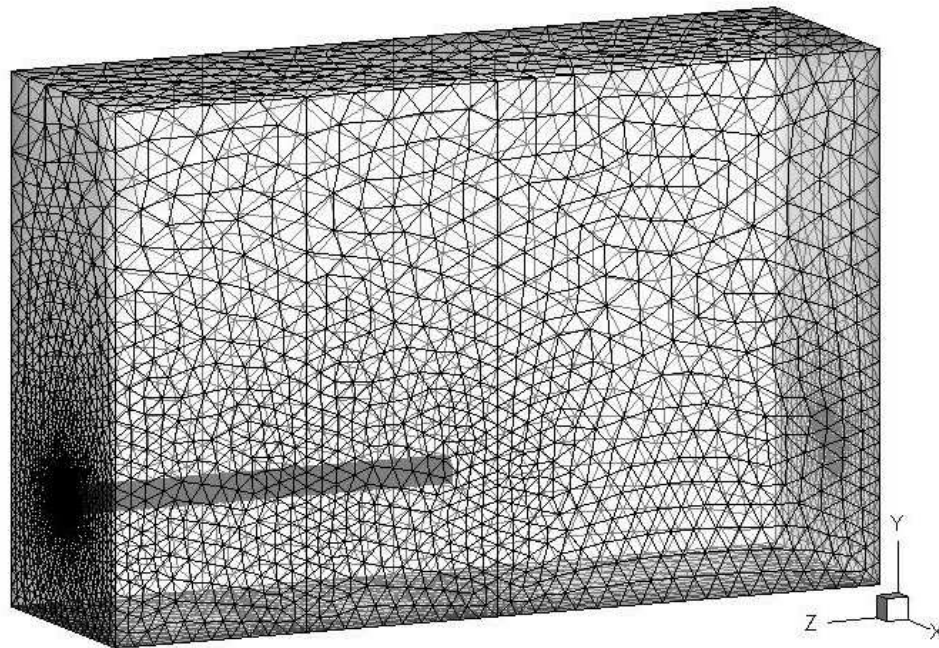


Figura 5.23 - Malha adotada com efeitos de luminosidade.

Os parâmetros utilizados na modelagem foram extraídos do trabalho de Vissoto Junior (2009) e consistiram de resultados obtidos por meio do ensaio de fraturamento hidráulico de amostra de rocha extraída em profundidade próxima à localização do túnel, e de ensaios de laboratório em amostras de rocha intacta que, junto com as classificações geomecânicas, fornecem estimativas dos parâmetros do maciço rochoso. Foram utilizados: peso específico de 26 KN/m³, coeficiente de Poisson de 0,43, módulo de deformabilidade de 63,1 GPa, $k_{0x}=2,16$ e $k_{0z}=3,76$. O erro máximo admissível foi considerado na ordem de 1×10^{-4} mm. A seguir é apresentado o *script* utilizado no programa FlexPDE para um túnel com abertura em formato de ferradura.

```
TITLE '3D stress'
COORDINATES
cartesian3
SELECT
    painted = on
    thermal_colors = on
    contours = 20
    regrid=on
VARIABLES
    u(0.001)
    v(0.001)
    w(0.001)
DEFINITIONS
    {*** Geometry ***}
    p = 100
    H = 30
    raio = 4
    !geometry and property values
```

```

Esoil = 38830000
musoil = 0.4
gww = 9.81 ! kN/m3
!soil properties
E = 38830000
mu=0.4
k0x = 3.2
k0z = 3.2
gamax = 0
gamay = 26
gamaz = 0
!initial conditions
sy0 = (h+p-y)*26 !vertical stress
sx0 = k0x*sy0
sz0 = k0z*sy0
sxy0 = 0
sxz0 = 0
syz0 = 0
!PDE coefficients
D11 = E*(1-mu)/((1+mu)*(1-2*mu))
D22 = E*(1-mu)/((1+mu)*(1-2*mu))
D33 = E*(1-mu)/((1+mu)*(1-2*mu))
D12 = E*mu/((1+mu)*(1-2*mu))
D13 = E*mu/((1+mu)*(1-2*mu))
D23 = E*mu/((1+mu)*(1-2*mu))
D44 = E/(2*(1+mu))
!strain-deformation
ex = -dx(u)
ey = -dy(v)
ez = -dz(w)
exy = -(dx(v) + dy(u))
exz = -(dx(w) + dz(u))
eyz = -(dy(w) + dz(v))
!stress-strain
sx = sx0 + D11*ex + D12*ey + D13*ez
sy = sy0 + D12*ex + D22*ey + D23*ez
sz = sz0 + D13*ex + D23*ey + D33*ez
sxy = sxy0 + D44*exy
sxz = sxz0 + D44*exz
syz = syz0 + D44*eyz
kx=-sx0/sy0
kz=-sz0/sy0
!principal stress
psb = SAVE(-(sx+sy+sz))
psc = SAVE(sx*sy-(sxy^2)+sx*sz-(sxz^2)+sy*sz-(syz^2))
psd = SAVE(-sx*sy*sz-2.*sxy*sxz*syz+sx*syz^2.+sy*sxz^2.+sz*sxy^2.)
psp1 = SAVE((((2*(psb^3))-(9*psb*psc)+(27*psd))/27)
psp2 = SAVE((psp1^2)/4+(((3*psc-(psb^2))/3)^3)/27)
psp3 = SAVE(-((((psp1^2)/4)-psp2)^(1/6)))
psp4 = SAVE(cos((arccos(-psp1/(2*(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/2)))))/3))
psp5 = SAVE((3^0.5)*sin((arccos(-psp1/(2*(((psp1^2)/4)-psp2)^(1/2)))))/3))
s1 = SAVE(-2*psp3*psp4-(psb/3))
s2 = SAVE(psp3*(psp4-psp5)-(psb/3))
s3 = SAVE(psp3*(psp4+psp5)-(psb/3))
stmax = SAVE((s1 - s3)/2.)
!stress invariants
i1 = SAVE((sx + sy + sz)/3.)
i2 = SAVE((((1./6.)*(sx - sy)^2. + (sx - sz)^2. + (sy - sz)^2.) + sxy^2. + sxz^2. + syz^2.)^(.5))
i3 = SAVE(((1./27.)*(2.*sx - sy - sz)*(2.*sy - sx - sz)*(2.*sz - sx - sy) + 2.*sxy*sxz*syz
- ((2.*sx - sy - sz)/3.)*(syz^2.) - ((2.*sy - sx - sz)/3.)*(sxz^2.) - ((2.*sz - sx - sy)/3.)*(sxy^2.))
auxtheta = SAVE(-(3.*(3.^5)/2.)*i3/(i2^3.))
theta = SAVE(if i2=0 then 0.0 else (1./3.)*arcsin(-(3.*(3.^5)/2.)*i3/(i2^3.)))
!p and q (Lambe and Whitman, 1969)

```

```

pus = (s1 + s3)/2.
qus = (s1 - s3)/2.
!strains parameters
peb = SAVE(-(ex+ey+ez))
pec = SAVE(ex*ey-((exy/2)^2)+ex*ez-((exz/2)^2)+ey*ez-((eyz/2)^2))
ped = SAVE(-ex*ey*ez-2.*(exy/2)*(exz/2)*(eyz/2)+ex*(eyz/2)^2.+ey*(exz/2)^2.+ez*(exy/2)^2.)
pep1 = SAVE(((2*(peb^3))-(9*peb*pec)+(27*ped))/27)
pep2 = SAVE(((pep1^2)/4+(((3*pec-(peb^2))/3)^3)/27)
pep3 = SAVE(-((((pep1^2)/4)-pep2)^(1/6)))
pep4 = SAVE(cos((arccos(-(pep1/(2*(((pep1^2)/4-pep2)^(1/2)))))/3))
pep5 = SAVE((3^0.5)*sin((arccos(-(pep1/(2*(((pep1^2)/4-pep2)^(1/2)))))/3))
e1 = SAVE(-2*pep3*pep4-(peb/3))
e2 = SAVE(pep3*(pep4-pep5)-(peb/3))
e3 = SAVE(pep3*(pep4+pep5)-(peb/3))
etmax = SAVE((e1 - e3)/2.)
evol = SAVE(e1 + e2 + e3)
edev = SAVE(((ex - ey)^2. + (ex - ez)^2. + (ey - ez)^2. + (3./2.)*(exy^2.+exz^2.+eyz^2.))^(.5)/(2.^5))
!scaling factors for displacement plots
mag = 1000
EQUATIONS
u: (-dx(sx)-dy(sxy)-dz(sxz)+gamax)=0
v: (-dx(sxy)-dy(sy)-dz(syz)+gamay)=0
w: (-dx(sxz)-dy(syz)-dz(sz)+gamaz)=0
EXTRUSION
Surface "bottom face" z = 0
layer "front tunnel"
Surface "front tunnel face" z = 100
layer "front excavation"
Surface "middle face" z = 150
layer "portal"
Surface "portal face" z = 200
BOUNDARIES
surface "bottom face" load(u)=0 load(v)=0 value(w)=0
surface "portal face" load(u)=0 load(v)=0 value(w)=0
Region 1 "whole block"
E = Esoil
mu = musoil
gamax = 0
gamay = -26
gamaz = 0
start(0,0)
load(u)=0 value(v)=0 load(w)=0 Line to (2*H,0) !base of the problem
value(u)=0 load(v)=0 value(w)=0 Line to (2*H,H+p) !right-hand side
load(u)=0 load(v)=0 load(w)=0 Line to (0,H+p) !top of the problem
value(u)=0 load(v)=0 value(w)=0 Line to close
Feature Start(30-1*raio,H)
line to(30-1*raio,H-2)
line to(30+1*raio,H-2)
line to (30+1*raio,H)
ARC (CENTER=30,30) angle=180 degrees to close
mesh_spacing = 0.8
Limited Region 2 "Tunnel 1"
Layer 'front excavation' VOID
mesh_spacing = 0.8
start(30-1*raio,H)
line to(30-1*raio,H-2)
line to(30+1*raio,H-2)
line to (30+1*raio,H)
arc (center=30,30) angle=180 degrees to close
Limited Region 3 "Tunnel 2"
Layer 'portal' VOID
mesh_spacing = 0.8
start(30-1*raio,H)

```

```

line to(30-1*raio,H-2)
line to(30+1*raio,H-2)
line to (30+1*raio,H)
arc (center=30,30) angle=180 degrees
to close
MONITORS
grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"
PLOTS
grid(x,y,z) as "Geometry and mesh"
elevation(u,v,w) from (0,34.1,150) to (60,34.1,150)
export format '#x#b#y#b#z#b#1#b#2#b#3' file="deslocamentos_teto_eixo_x.dat"
...
...
END

```

5.4.1 Tensões e deformações

Realizada a simulação foram feitas análises de tensões e deformações dos resultados obtidos na simulação numérica. Dado o fato de que a magnitude das deformações é pequena se comparada com as dimensões do túnel, foi aplicado um fator de magnitude de 1000 vezes aos deslocamentos da seção média do túnel, conforme observado pela Figura 5.24.

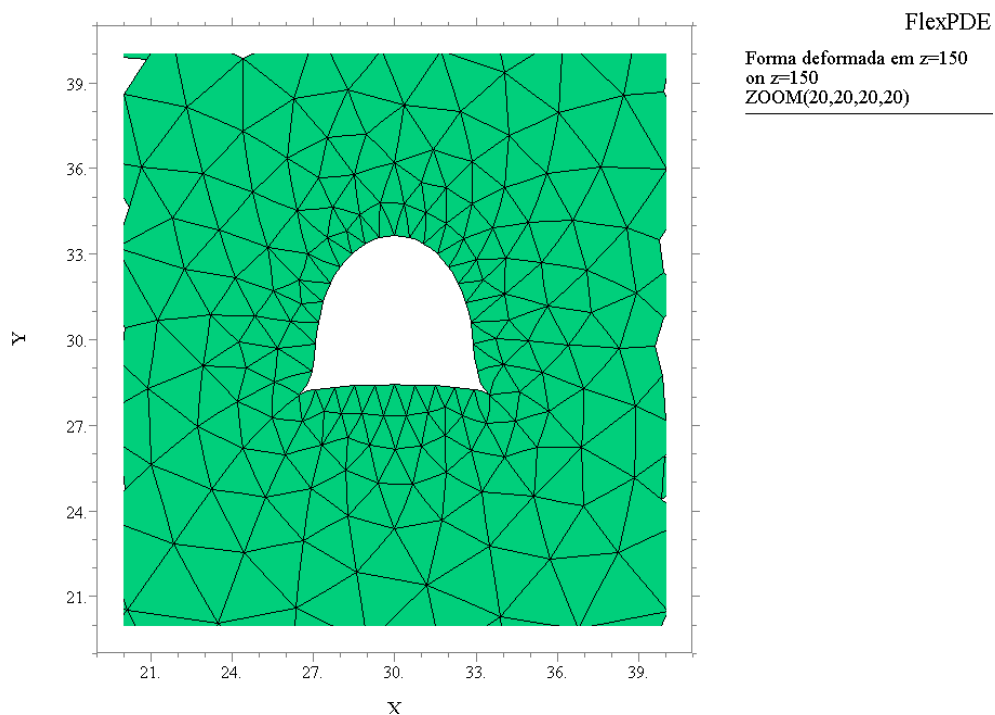


Figura 5.24 - Seção deformada no plano médio do túnel aumentada 100 vezes.

Assim, como observado anteriormente para o túnel circular, os deslocamentos verticais se processam antes da chegada da frente de escavação também para o túnel em forma de ferradura, conforme observado pela Figura 5.25.

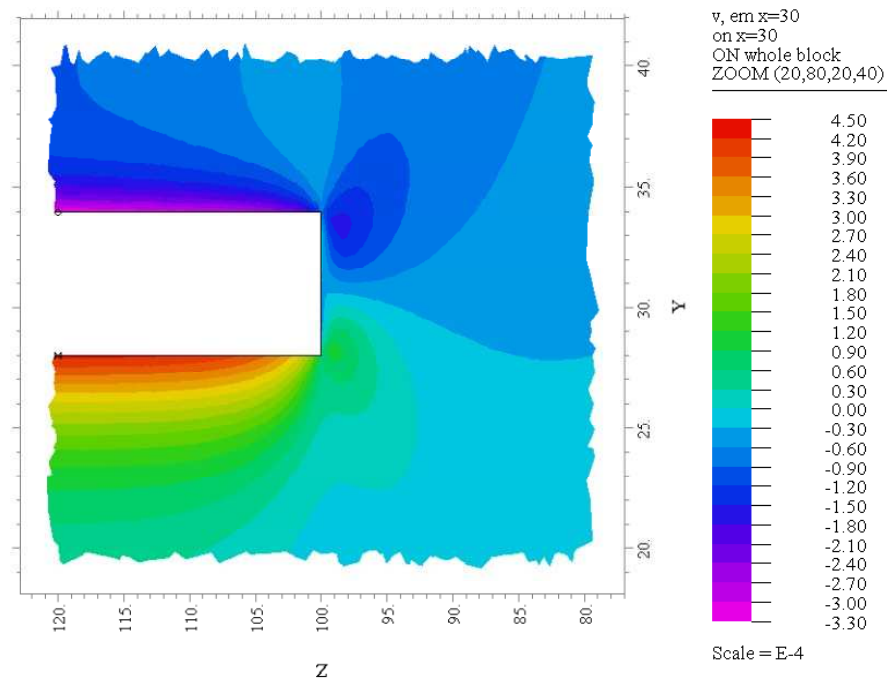


Figura 5.25 – Contorno dos deslocamentos verticais na proximidade da frente de escavação.

O efeito dos deslocamentos que ocorrem antes da chegada da frente de escavação também pode ser observado pelas Figuras 5.26 a 5.30.

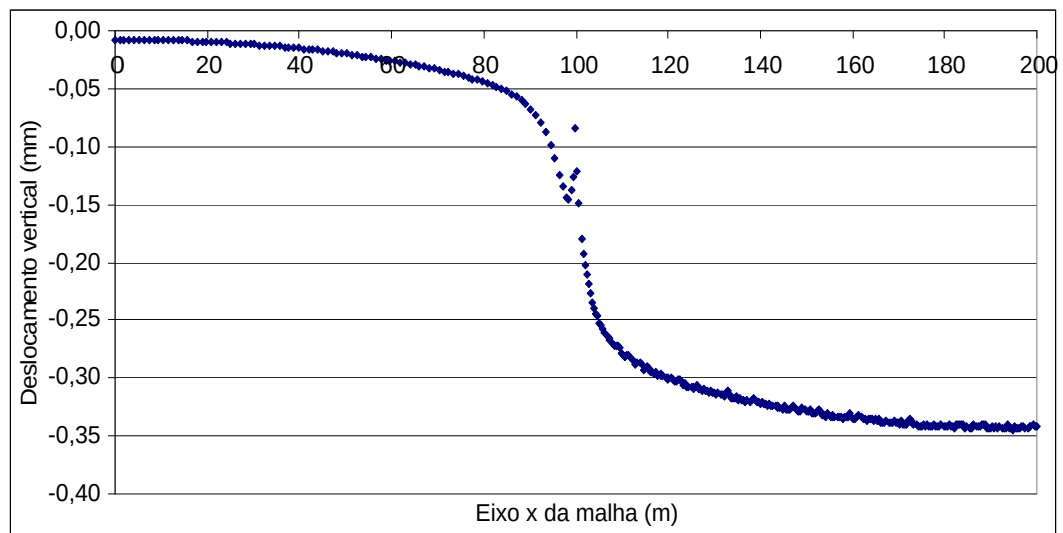
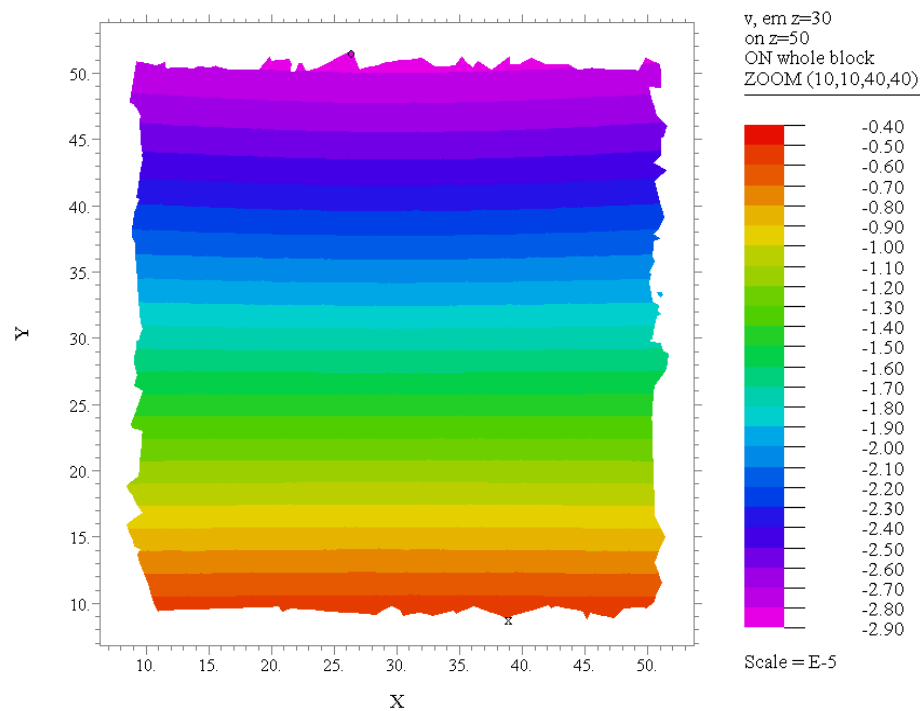
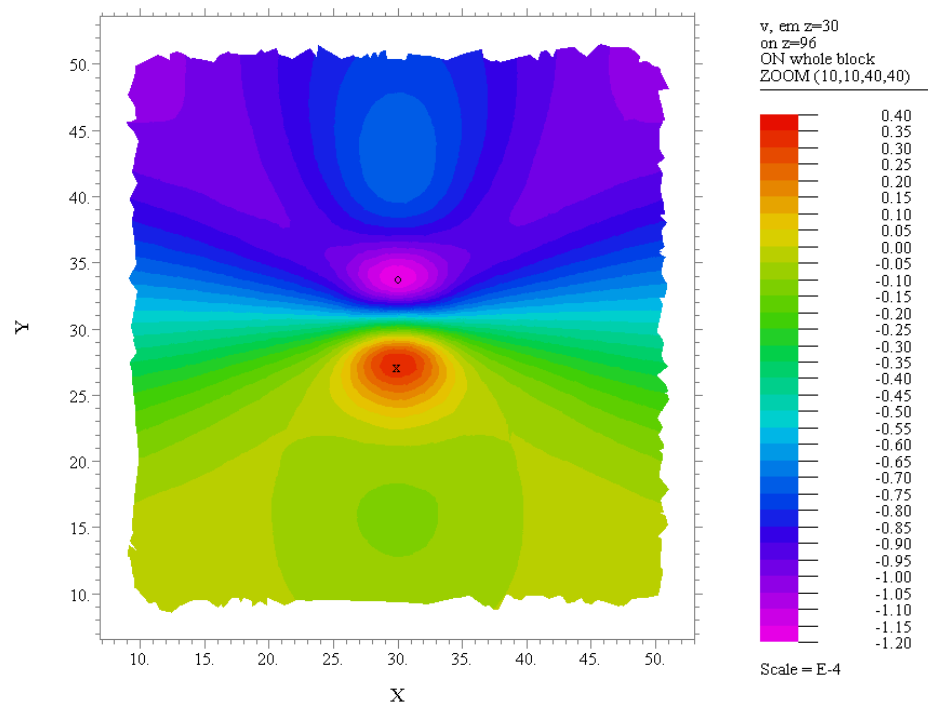
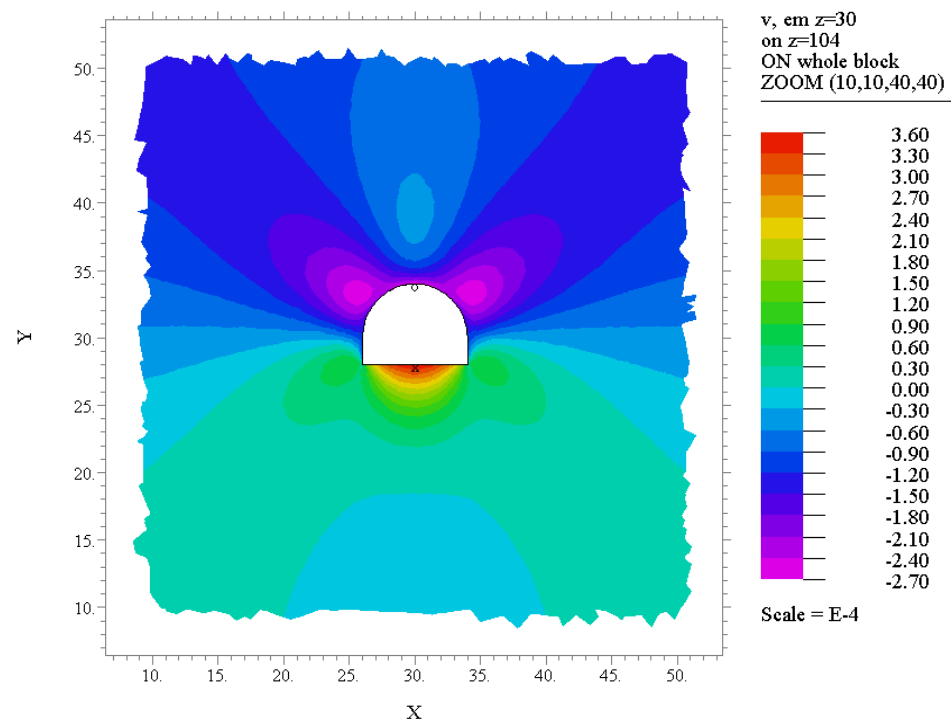
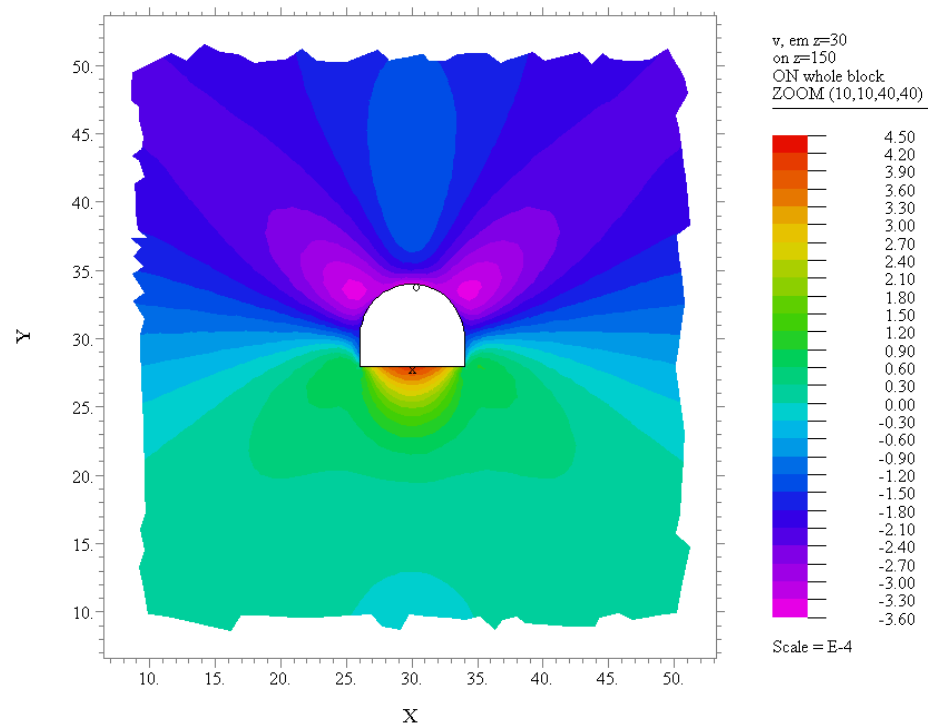


Figura 5.26 - Deslocamentos verticais na seção média do eixo longitudinal do túnel.

Figura 5.27 – Contorno dos deslocamentos verticais na seção $z=50$ m.Figura 5.28 – Contorno dos deslocamentos verticais na seção $z=96$ m.

Figura 5.29 – Contorno dos deslocamentos verticais na seção $z=104$ mFigura 5.30 – Contorno dos deslocamentos verticais na seção $z=150$ m

A trajetória de tensões para o teto e para a parede do túnel é mostrada na Figura 5.31. Antes da chegada da frente de escavações é possível observar modificações nas trajetórias de tensões tanto no teto como na parede, sobretudo em relação à tensão média p , que apresenta grande amplitude na proximidade da face de escavação.

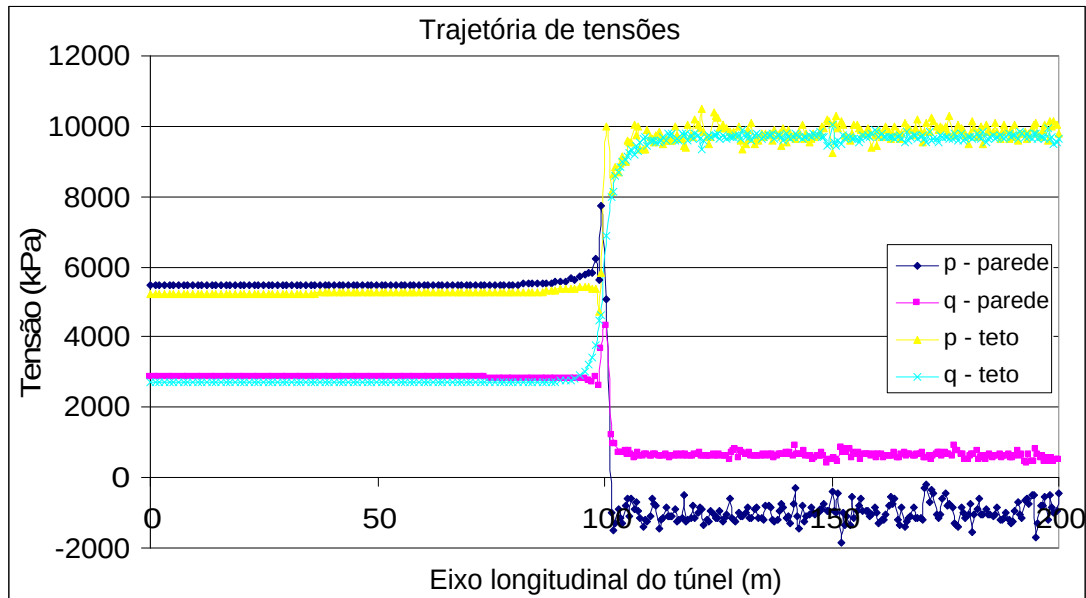


Figura 5.31 - Trajetória de tensões em trecho do eixo longitudinal do túnel.

Com a intenção de se observar o comportamento da seção média do túnel (seção A), na qual se observa o comportamento de deformação plana, foram construídos gráficos que relacionam as tensões e os deslocamentos da solução de Kirsch com os obtidos para o caso real, tanto para parede quanto para o teto do túnel (Figuras 5.32 a 5.35). Salvo as limitações quanto à forma geométrica da seção do que, na solução de Kirsch têm forma circular e no caso estudado possui forma de ferradura, os gráficos apresentaram bons ajustes com o método analítico.

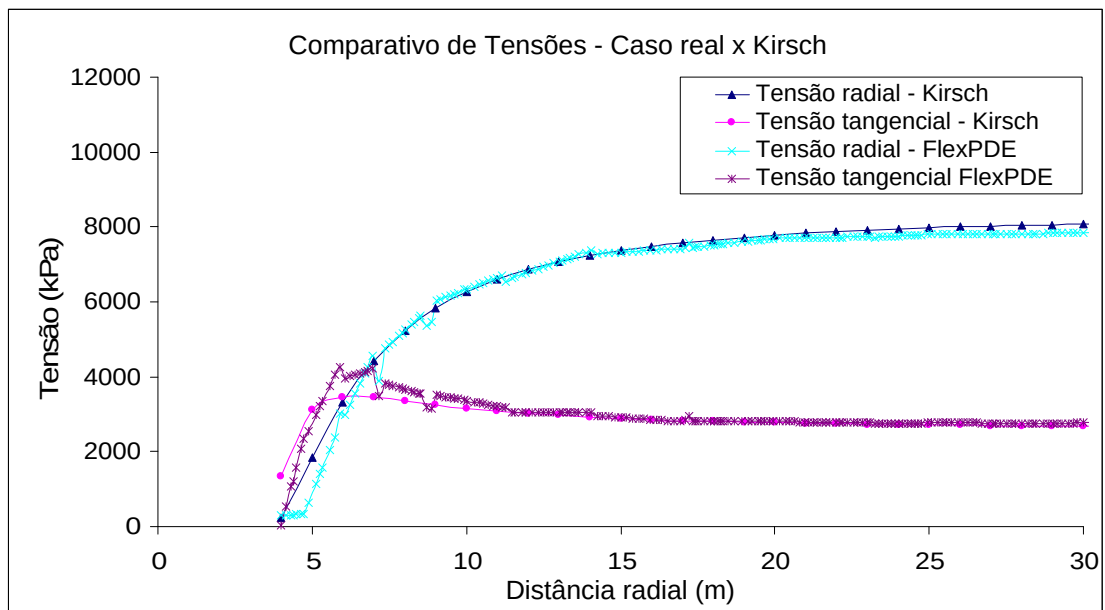


Figura 5.32. Comparativo de tensões na parede do túnel (Caso Real x Kirsch).

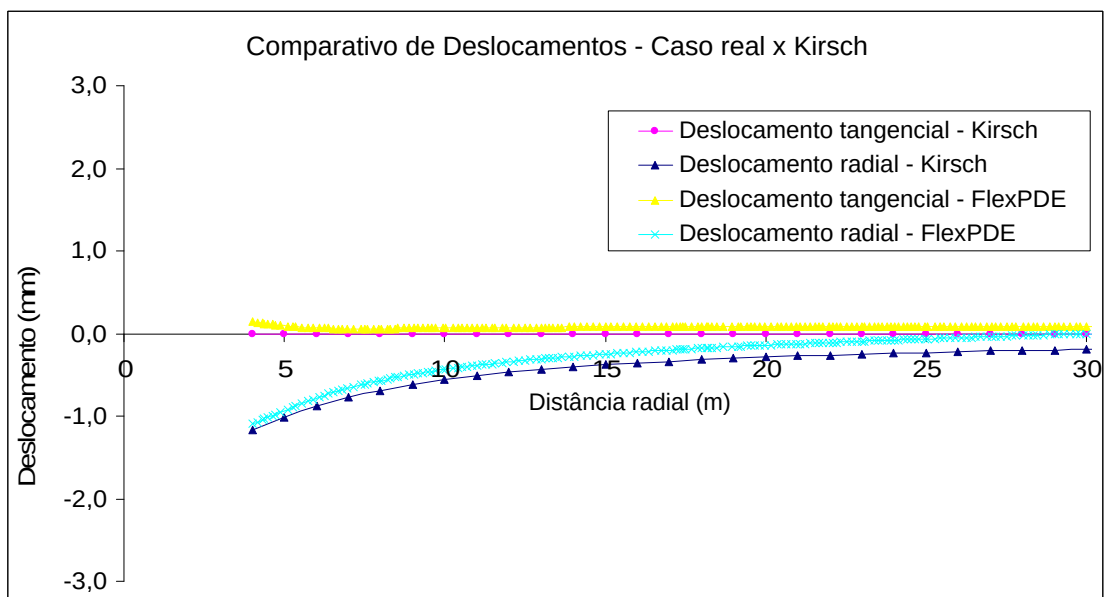


Figura 5.33. Comparativo de deslocamentos na parede do túnel (Caso Real x Kirsch).

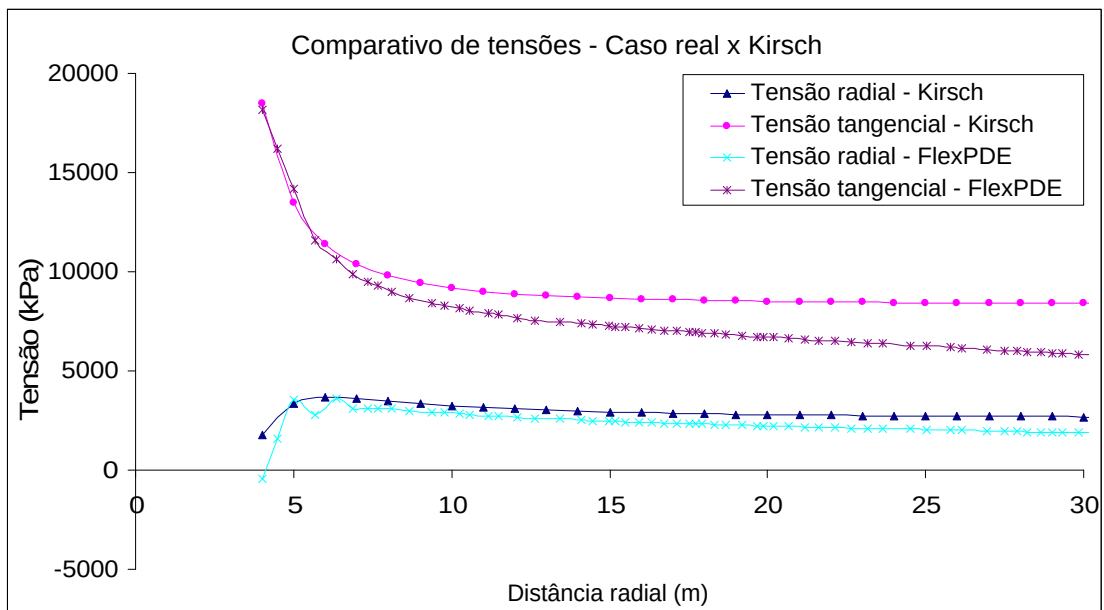


Figura 5.34. Comparativo de tensões no teto do túnel (Caso Real x Kirsch).

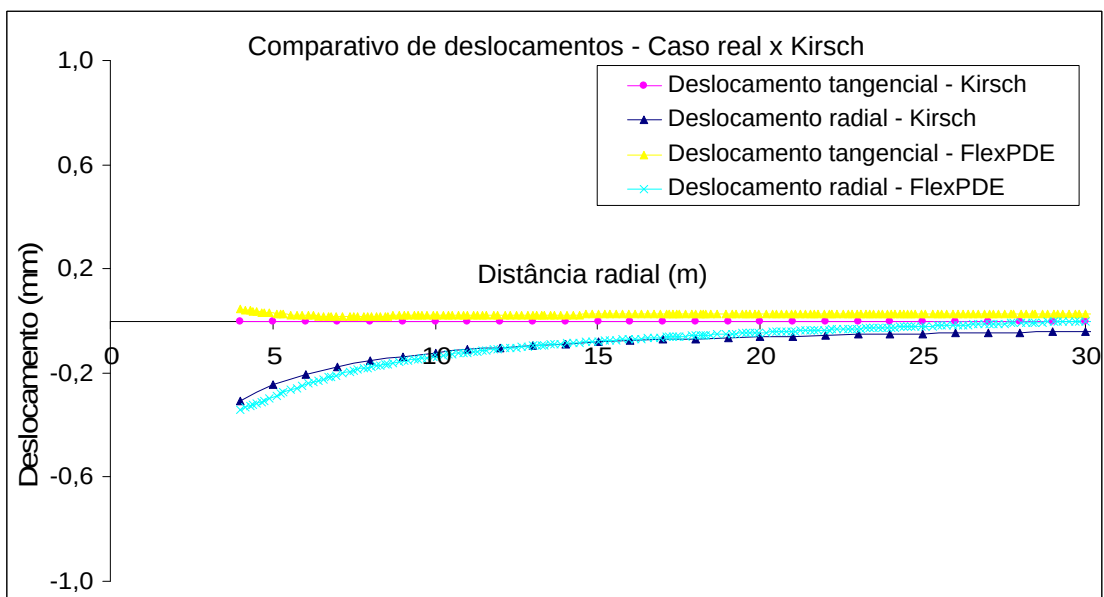


Figura 5.35. Comparativo de deslocamentos no teto do túnel (Caso Real x Kirsch).

5.4.2 Comparação com os dados de monitoramento em campo

Com o objetivo de comparar os resultados da simulação numérica com os obtidos no monitoramento da convergência em campo, foi selecionada a seção TAJ-10 do túnel do caso estudado extraídas do trabalho de Vissoto Junior (2009). Neste sentido, o módulo de deformabilidade foi ajustado para que a modelagem possa representar melhor as condições de

campo, apesar de o maciço não apresentar as condições de perfeita homogeneidade consideradas nas simulações numéricas. Desta forma, foi adotado um módulo de Young de 2,0 GPa.

Na Figura 5.36 observam-se flutuações nas medições de convergências dos pinos na proximidade da face de escavação, com tendência à estabilização à medida em que o túnel avança, notadamente a distâncias superiores a 15 m. A corda BC apresenta um bom ajuste entre o monitoramento e a simulação gerada pelo programa FlexPDE. As cordas AB e BC do monitoramento mostram deslocamentos diferentes, possivelmente devido a falhas e planos de fraqueza (maciço não homogêneo), condição não modelada na simulação numérica. Porém, observa-se uma tendência de aproximação das cordas AB e BC do FlexPDE com as cordas do monitoramento.

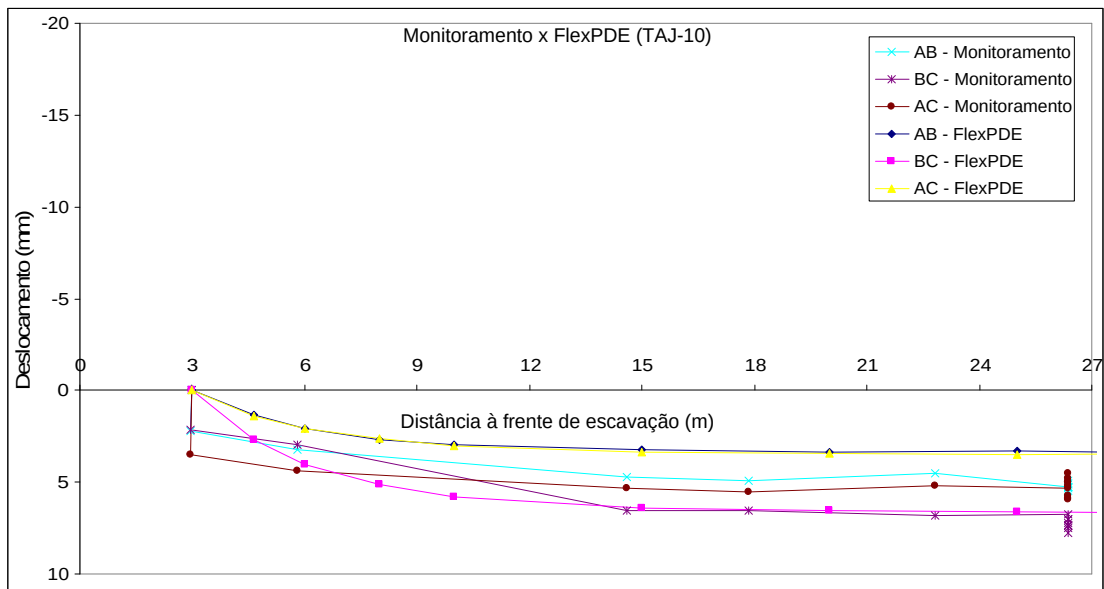


Figura 5.36 Monitoramento x FlexPDE – cordas AB, BC e AC.

Nas Figuras 5.37 e 5.38 são apresentados os gráficos de monitoramento *versus* resultados do FlexPDE para as cordas AB e AC, respectivamente. É possível, observar em ambos, uma tendência de estabilização à medida que ocorre um distanciamento da frente de escavação.

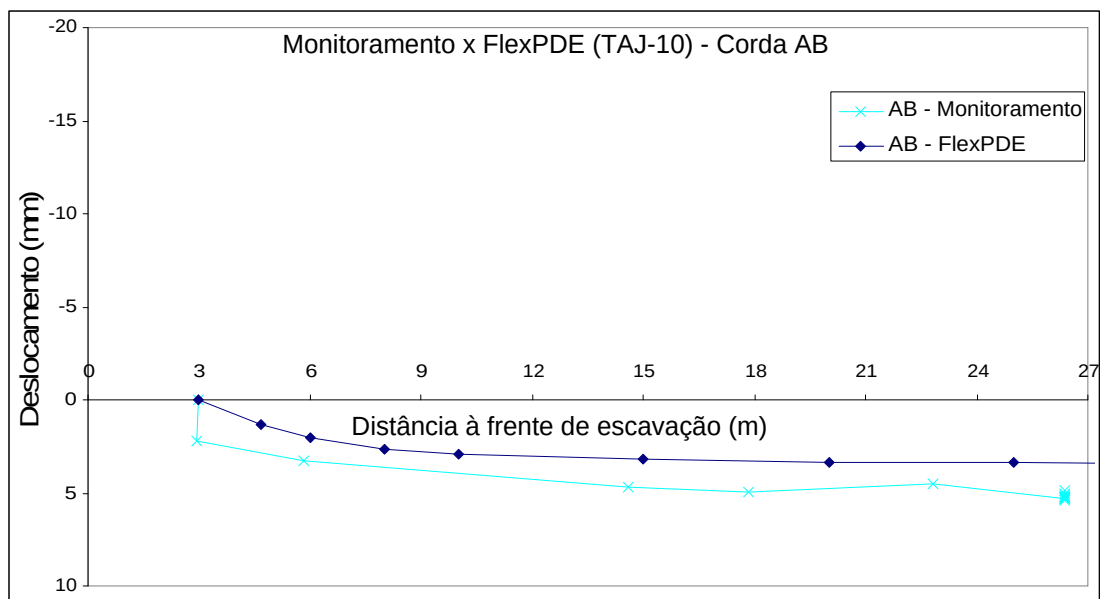


Figura 5.37 Monitoramento x FlexPDE – corda AB.

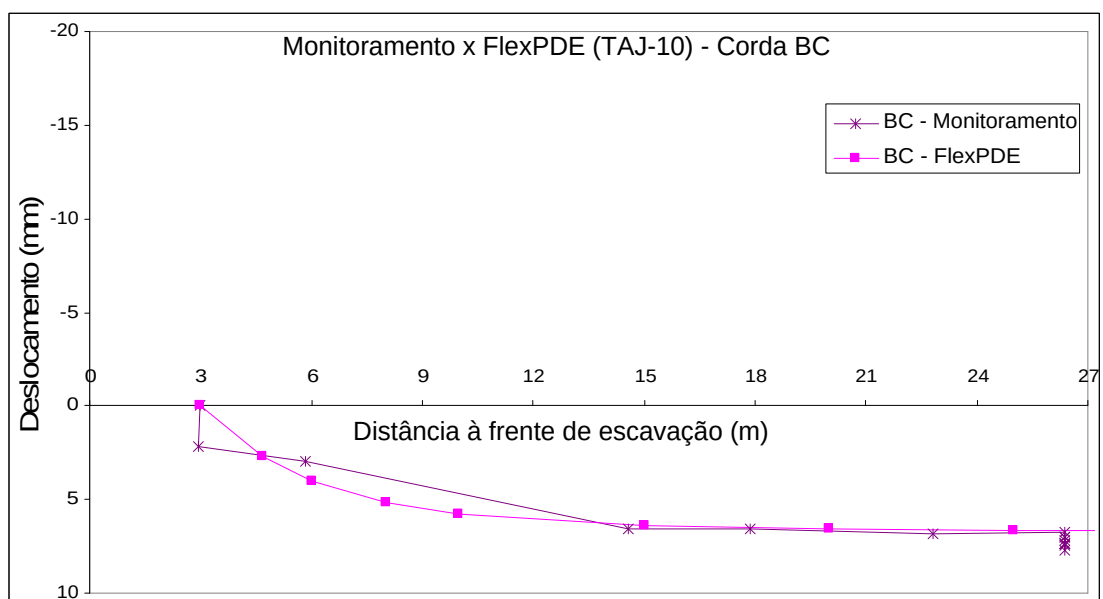


Figura 5.38 Monitoramento x FlexPDE – corda BC.

Na Figura 5.39 é apresentado o comparativo entre o monitoramento em campo da corda AC e os resultados obtidos pelo programa FlexPDE.

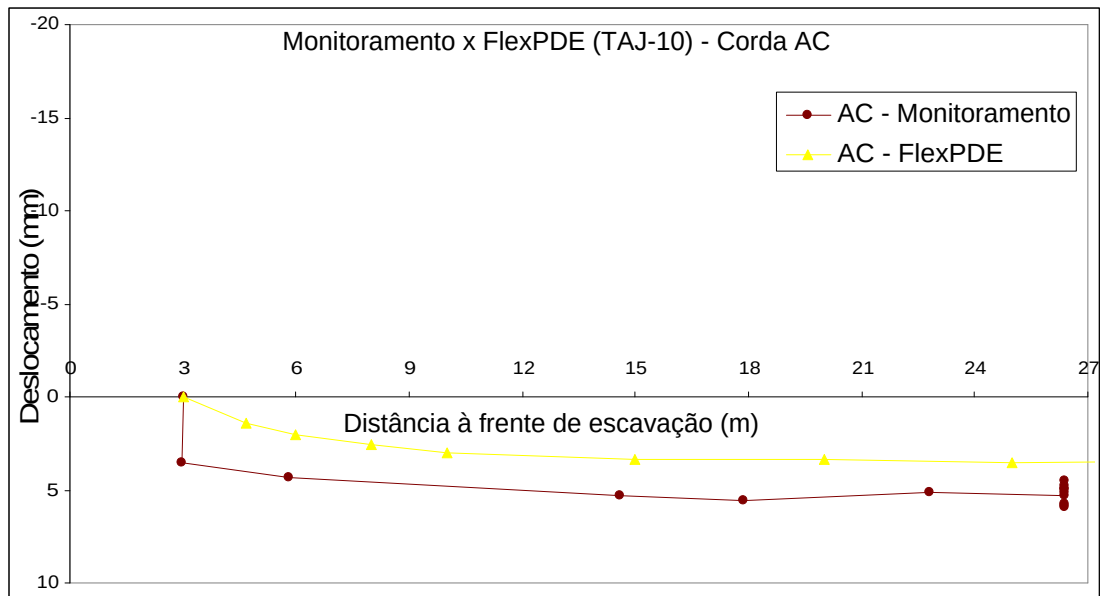


Figura 5.39 Monitoramento x FlexPDE – corda AC.

Na Figura 5.40 apresenta a curva característica do maciço em resposta à perturbação provocada pela abertura do túnel. Nela é possível observar que a curva hipotética definida pela solução de Kirsch apresentou resultados menores de deslocamentos radiais para iguais níveis de tensão no teto, na parede e no piso do túnel.

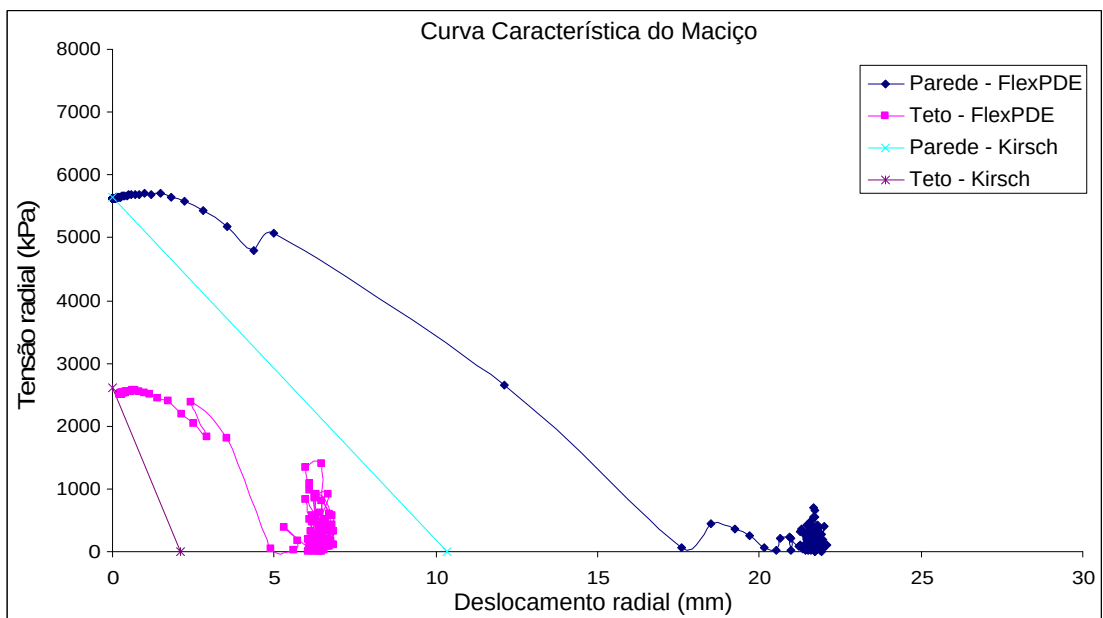


Figura 5.40 Curva característica do maciço – caso real.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- As análises bidimensionais são de grande valia nos estudos de estruturas subterrâneas, entretanto o efeito tridimensional provocado no maciço pode apresentar resultados de tensões/deformações bem diferentes do previsto com soluções analíticas para casos de deformação plana (2D). Ressalta-se o fato de que os deslocamentos processados no maciço ocorrem muito antes da chegada da frente de escavação, inclusive com rotação da orientação das tensões principais, constatação que só é possível observar em simulações numéricas 3D.
- Para o caso analisado e considerando o maciço homogêneo o modelo elástico foi satisfatório para simular o processo construtivo do túnel auxiliar a jusante da UHE Simplício-Anta. Quanto ao modelo encontrado, o sequenciamento numérico baseado na teoria da elasticidade ajustou-se bem à solução de Kirsch quando analisada uma seção afastada de 50 metros antes da frente de escavação representando a condição de deformação plana.
- No comparativo com resultados de monitoramento foi possível observar uma boa previsão do comportamento dos deslocamentos da modelagem proposta com os resultados de campo, tendo sido realizado um prévio ajuste no módulo de deformabilidade para uma melhor representação das condições reais, em que pese os planos de fraqueza e a anisotropia do maciço. Para o caso retro-analisado apresentou-se a necessidade de reduzir o módulo de deformação do maciço estimado em 98 %, isto mostra que os métodos utilizados para estimar este parâmetro com ensaios de laboratório em amostras de rocha intacta, e o uso das classificações geomecânicas sobestimaram o parâmetro de deformabilidade do maciço rochoso. Isto mostra que são necessários maiores estudos para seu uso em condições similares.

A partir das constatações deste trabalho, são pertinentes as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Implementar modelo para suporte linear com concreto projetado, estudando o efeito das tensões/deformações que se processam antes da chegada da frente de escavação e a conseguinte interação maciço-suporte;
- Construção de modelos numéricos 3D em que o fator tempo passe a influenciar nas análises de escavações em maciços rochosos (modelo de fluência do maciço rochoso);
- Realizar implementações numéricas que trabalhem na faixa plástica de esforços, comparando-as com soluções analíticas distintas;
- Estudar as formas de modelagem numérica de maciços não-homogêneos ou planos de fraqueza, buscando determinar os melhores elementos para serem utilizados nos códigos de métodos dos elementos finitos.

REFERÊNCIAS

- ADRIANO, P. R. R. **Análise Bidimensional e Tridimensional de Estabilidade de Taludes utilizando o Método de Equilíbrio Limite Aperfeiçoado**. 2009. 230 pf. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.
- AHMADI, M; GOSHTASBI K.; ASHJARI, R; 2-D and 3-D analyses of underground openings in an inhomogeneous rock mass. **Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering**, Irã, vol. 32, nº B2. p. 161-166, 2008.
- BACKSTROM, G.; **Fields of physics by finite element analysis: using FlexPDE Version 5**. 2005, 287 p.
- BARTON. N. R.; LIEN R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**, vol. 4, 189-239, 1974.
- BARTON. N. R. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. **Int. J.RockMech.Min.Sci.**, 39(2):185–216, 2002.
- BERNAUD, D.; ROUSSET, G. Short communication: The new implicit method for tunnel analysis. **Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.** 20, 673–690, 1996.
- BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classifications**. New York: Wiley, 1989. 251p.
- BOBET, A. Elastic Solution for Deep Tunnels. Application to Excavation Damage Zone and Rockbolt Support. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. Netherlands, vol. 42, 147-174, 2009.
- BOIDY, E.; BOUVARD, A.; PELLET, F. Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone. **International Journal of Tunneling and Underground Space Technology**, vol. 17, 415–424, 2002.
- BRADY, B. H. G.; BROWN, E. T. **Rock mechanics for underground mining**. 3ª ed. EUA: Kluwer Academic Publishers, 2004. 645p.
- CANTIENI, L.; ANAGNOSTOU, G. The interaction between yielding supports and squeezing ground. **Tunnelling and Underground Space Technology**, vol. 24, 309–322, 2009.
- CARRANZA-TORRES, C.; FAIRHURST, C. Some Consequences of Inelastic Rock-Mass Deformation on the Tunnel Support Loads Predicted by the Einstein and Schwartz Design Approach. **ASCE Conf. Proc.**, vol. 290, 16-49, 2000.
- CHEN, W. Z.; ZHU, W. S.; SHAO, J. F. Damage coupled time-dependent model of a jointed rock mass and application to large underground cavern excavation. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** 41, 669–677, 2004.
- CHEN, C.N.; TSENG, C.T. 2D tunneling chart from redistributed 3D principal stress path. **Tunneling and underground space technology** 25, 305-314, 2010.
- CHOU, P. C.; PAGANO, N. J.; **Elasticity: Tensor, Dyadic, and Engineering Approaches**. EUA: D. Van Nostrand Company, Inc. 290 p., 1967.
- CRISTESCU, N., **Rock rheology**, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Holland, 1989.

- DHAWAN, K. R.; SINGH, D. N.; GUPTA, I. D., 2002. 2D and 3D finite element analysis of underground openings in an inhomogeneous rock mass. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol. 39, 217–227, 2002.
- EBERHARDT, E. Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol. 38, 499–518, 2001.
- EINSTEIN, H. H., SCHWARTZ, C.W. Simplified analysis for tunnel supports. **Journal Geotech. Eng. Division, ASCE**, vol. 105, 499–518, 1979.
- FOA, S.B., CHISSOLUCOMBE, I. & ASSIS, A.P. (2005). Building Response to Tunneling for the Metro in Salvador, Brazil. **The Fourth International Conference on Engineering Computational Technology**. Civil-Comp Press, Lisbon, Portugal, p. 254-269.
- FRANÇA, P. T. **Estudo do comportamento de túneis: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos**. 2006. 185p. Dissertação (mestrado em geotecnia), Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia – USP, São Paulo, 2006.
- FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS. Relatório de Consultoria da AHE Simplício GRE – 03/06, Brasília, 2006.
- GIODA G.; SWOBODA G. Developments and applications of the numerical analysis of tunnel in continuous media. **Int J Numer Anal Methods Geomech** 1999:1393–405.
- GOLSHANI, A.; ODAA, M.; OKUIA, Y.; TAKEMURAB, T.; MUNKHTOGOO, E. Numerical simulation of the excavation damaged zone around an opening in brittle rock. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol. 44, 835–845, 2007.
- GOMES, Ricardo Adriano Martoni Pereira. **Análise tridimensional de túneis considerando o comportamento dependente do tempo na interação maciço-suporte**. 2006. 344p. Tese (doutorado em geotecnia) – Universidade de São Paulo, 2006.
- GRIMSTAD, E.; BARTON, N. Updating of the Q-system for NMT. **SYMPOSIUM ON SPRAYED CONCRETE: Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support**, Oslo, 1993.
- HIBBITT, KARLSSON & SORENSEN, Inc. 1998. **ABAQUS user's manual, version 5.8**. Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I.
- HINTON, E.; OWEN, D. R. **An introduction to Finite Element Computation**. UK, Swansea: Pineridge Press Limited, 385p.
- HOEK, E.; Strength of rock and rock masses. **Journal of International Society for Rock Mechanics**, vol. 2, 4-16, 1994.
- HOEK, E. **Practical Rock Engineering**. [on line] Disponível na internet via www. URL: http://www.rocscience.com/hoek/pdf/Practical_Rock_Engineering.pdf. Última atualização em 2007.
- HOEK, E.; BROWN E.T. **Underground Excavations in Rock**. London: Inst. Min. Metall., 1980, 527p.
- HOEK, E.; BROWN, E.T. Practical estimates of rock mass strength. **Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol. 34, 1165-86, 1997.

- HOEK, E.; DIEDERICHS, M. Empirical estimates of rock mass modulus. **Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol. 43, 203-215, 2006.
- HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. **Support of underground excavations in hard rock**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1995. 235p.
- ISRM. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock mechanics. **International Journal of Rock Mechanics Science and Geomechanics**. Abstract. V. 15, 1978. p.319-368,
- KIELBASSA, S., DUDDECK, H. Stress-strain fields at the tunnelling face: threedimensional analysis for two-dimensional technical approach. **Rock Mechanics and Rock Engineering** 24, 115-132, 1991.
- KIM, H. J.; EISENSTEIN, Z. Prediction of tunnel lining loads using Correction factors. **Engineering Geology**, vol. 85, 302-312, 2006.
- KOLYMBAS, Dimitrios. **Tunelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling**. Berlin: Springer, 2005, 431p.
- LOVE, A.E.H. **A treatise on the mathematical theory of elasticity**. New York: Dover. 1927.
- MAIDL, B.; SCHMID, L.; RITZ, W.; HERRENKNECHT, M. **Hardrock Tunnel Boring Machines**. Germany, Berlin: 2008. 347p.
- MARTINS, Petrucio Antunes. **Análise Numérica de Escavações Subterrâneas com Ênfase na Interação entre o Maciço e o Suporte em Concreto Projetado a Baixas Idades**. 2008. 194p. Tese (doutorado em geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2008.
- MITRI, H. S.; EDRISSI, R.; HENNING, J. (1994). Finite element modelling of cable bolted stopes in hard rock underground mines. **SME Annual Meeting**, 14-17, 1994.
- MUSKHELISHVILI, N.I. **Some basic problems of the mathematical theory of elasticity**. 4^a ed., translated by J.R.M. Radok. Gronigen: Noordhoff, 1953.
- NG, Charles W. W.; LEE, Gordon T. K. Three-dimensional ground settlements and stress - transfer mechanisms due to open-face tunneling. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, vol. 42, 1015-1029, 2005.
- ORESTE, P. P. A procedure for determining the reaction curve of shotcrete lining considering transient conditions. **Rock Mech. Rock Eng.**, vol. 36, 209-236, 2003.
- ORESTE, P. P., PEILA, D. Radial passive rockbolting in tunnelling design with a new convergence-confinement model. **Int. J. Rock Mech. Min.** 33, 443-454, 1996.
- PANET, M., GUENOT, A. Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Tunneling. Brighton, United Kingdom, vol. 82, 197-204, 1982.
- PAVONI, R. B; PORTUGAL, A. C. **Modelos Analíticos e Numéricos Aplicados a Escavações Subterrâneas**. 1993. 87p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, 1993.
- RABCEWICZ, L.V. The new Austrian tunnelling method. **Water Power**, vol. 16, 453-457, 511-514, 517, 519-524, 1964.

RAMAMURTHY, T. Stability of rock masses. **Journal Indian Geomechanics**, vol. 16, 1-74, 1986.

PDE Solutions Inc. **FlexPDE user's manual**, version 5.

PELLET, F. Numerical assessment of the Excavation Damaged Zone around underground openings designed for radioactive wastes repositories. **11th International Conference of the International Association of Computer Methods and Advances in Geomechanics, IACMAG**, Patron Editore. Torino, Italy, pp. 581–590, 2005.

PELLET, F.; ROOSEFID, M.; DELERUYELLE. On the 3D numerical modelling of the time-dependent development of the damage zone around underground galleries during and after excavation. **Tunnelling and Underground Space Technology** 24, 2009 p. 665–674.

ROATESI, S. Analysis of the successive phases of a tunnel excavation with support mouting. **Publishing house of the Romanian academy**, Romanian, vol. 11. 2010, p. 11-18

READ, S. A. L., RICHARDS L. R.; PERRIN N. D. Applicability of the Hoek-Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks. **Ninth International Society for Rock Mechanics Congress**, Paris, France, vol. 2, 655–660, 1999.

SADD, Martin H. **Elasticity**. UK, Oxford: Elsevier Inc., 2005. 473p.

SAVIN, G. N. **Stress Concentrations Around Holes**. Pergamon: London, 1961.

SERAFIM, L. J., PEREIRA, P. J. Consideration on the geomechanical classification of Bieniawski. **Proceedings International Symposium Engineering Geology and Underground Construction**, Lisboa, Portugal, vol. 1, 1133-1142, 1983.

SINGH, Bhawani; GOEL, Rajnish. **Tunnelling in Weak Rocks**. UK, London: Elsevier Ltd., 2006. Vol. 5. 509p.

VARGAS, Carlos Lauro. **Análise da interação maciço-suporte em túneis escavados em rocha**. 1997. 173p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 1997.

VISSOTO JUNIOR, Lucas Alberto. **Retroanálise numérica da convergência de uma escavação subterrânea em rocha (caso estudo: TAJ UHE Simplício)**. 2009. 199p. Dissertação (mestrado em geotecnia) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.

VAN DER BERG, J.P.; CLAYTON, C.R.I.; POWELL, D.B. (2003). Displacements ahead of an advancing NATM tunnel in the London clay. **Géotechnique**, 53(9): 767-784.

WONG, R. C. K.; KAISER, P. K. Performance assessment of tunnels in cohesionless soils. **Journal Geotech. Eng. Division, ASCE.**, vol. 117, 1880–1901, 1991.

ZHU, W. C.; BRUHNS, O. T. Simulating excavation damaged zone around a circular opening under hydromechanical conditions. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol. 45, 815–830, 2008.

ZIENKIEWICZ, O.C.; TAYLOR, R.L. (1994). **The finite element method**. McGraw Hill, London, 4º edição.