

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA E
CONSTRUÇÃO CIVIL

**RETROANÁLISE NUMÉRICA DA
CONVERGÊNCIA DE UMA ESCAVAÇÃO
SUBTERRÂNEA EM ROCHA
(Caso Estudo: TAJ UHE Simplício)**

LUCAS ALBERTO VISSOTTO JÚNIOR

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: D0002G09**

GOIÂNIA
2009

LUCAS ALBERTO VISSOTTO JÚNIOR

**RETROANÁLISE NUMÉRICA DA CONVERGÊNCIA DE
UMA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA EM ROCHA
(Caso Estudo: TAJ UHE Simplício)**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia e Construção Civil - Universidade Federal de Goiás, para obtenção de título de mestre em Geotecnia e Construção Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof.^o Carlos Alberto Lauro Vargas D.Sc.

Goiânia
2009

Dados Internacionais de Catalogação e Publicação (CIP)
(GPT/BC/UFG)

Vissotto, Lucas Alberto Júnior

Retroanálise numérica da convergência de uma escavação subterrânea em rocha (caso estudo: TAJ UHE Simplício) [manuscrito] / Lucas Alberto Vissotto Júnior. – 2009.

182 f. : il, grafs.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2009. Publicação de Mestrado: D0002G09

1. Monitoramento de convergência 2. Escavação subterrânea em rocha 3. Análise Numérica 4. Análise cinemática I. Vargas, Carlos Alberto Lauro II. Universidade Federal de Goiás. **Escola Engenharia Civil.** III. Título.

CDU: 623.123

Autorizamos a reprodução total ou parcial deste trabalho, para fins de estudo e pesquisa.

Goiânia, ____/____/____

Assinatura:

e-mail: vissotto@unb.br

LUCAS ALBERTO VISSOTTO JÚNIOR

**RETROANÁLISE NUMÉRICA DA CONVERGÊNCIA DE
UMA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA EM ROCHA
(Caso Estudo: TAJ UHE Simplício)**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia e Construção Civil – Universidade Federal de Goiás, para obtenção do título de mestre em Geotecnia, aprovada em 09 de junho de 2009, pela Banca Examinadora constituída pelos seguintes professores:

Prof. Carlos Alberto Lauro Vargas, D.Sc. – UFG
(Presidente)

Prof. Maurício Martines Sales, D.Sc. – UFG
(Examinador Interno)

Prof. André Pacheco de Assis Ph.D – UnB
(Examinador Externo)

Goiânia
2009

*"O saber a gente aprende com os mestres e com os livros.
A sabedoria, se aprende é com a vida e com os humildes."*

Cora Coralina

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho aos meus pais, **Lucas e Vera**, que sempre me incentivaram na busca pelo conhecimento; E a minha querida esposa **Ana Paula**, pelo amor e por toda paciência que me concedeu.*

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Carlos Alberto Lauro Vargas pela orientação na elaboração deste trabalho.

Ao Geólogo João Luiz Armelin e a toda equipe de técnicos do Laboratório de Rochas - Furnas Centrais Elétricas S.A.

A todos os Professores do Mestrado em Geotecnia da UFG pelos ensinamentos.

Aos alunos: Devonzir Magalhães, Victor Emmanuel, Vinicius Aguiar, Poliana Nascimento, Igor Dias e Antônio Netto.

E a todos os Colegas e Professores das Aulas do Mestrado em Geotecnia 2008-UFG, da Graduação em Engenharia Civil 2006-UEG e da Graduação em Geografia 2006-UFG.

RESUMO

Atualmente, a crescente demanda por grandes obras no Brasil, tem se tornado um gargalo para o desenvolvimento. A Geotecnia se coloca como uma ferramenta essencial, em obras de infra-estrutura (usinas hidrelétricas, metrô, túneis etc.); fornecendo suporte técnico para projetos e execução de obras. Neste contexto, as escavações subterrâneas em rocha têm aumentado muito na última década. Esta dissertação apresenta um estudo do comportamento da convergência de uma escavação subterrânea em rocha, onde foi considerado como estudo de caso, a Usina Hidroelétrica (UHE) de Simplício/Anta, localizada no Rio Paraíba do Sul, na divisa entre os Estados do Rio de Janeiro e Minas Gerais. Por meio de ensaios em laboratório com amostras de rocha intacta, levantamento estrutural da rocha, e resultado de ensaios em campo foi caracterizado o maciço rochoso. Determinados os principais parâmetros geomecânicos e estimado o estado das tensões originais da rocha, foi então escolhido o modelo geomecânico e realizado a simulação numérica do processo de escavação do túnel auxiliar de jusante do túnel 3 (TAJ TN3). Para o túnel estudado foi realizada uma análise numérica axissimétrica da relaxação do maciço escavado em relação a distância da face de escavação, para determinação do momento da instalação do suporte e simulação bi-dimensional da convergência do túnel. Para a simulação realizada o maciço comportou-se apenas na faixa elástica, aproximando os resultados obtidos pela simulação, dos resultados em campo através do monitoramento da convergência. Foi observado que para o grau de alteração do maciço estudado, os modos de ruptura, podem ser tanto pela rocha quanto pelas descontinuidades, dependendo das cunhas formadas pelas famílias de descontinuidades e pelo tipo de suporte aplicado no maciço rochoso.

Palavras-chave: Monitoramento de convergência. Escavação subterrânea em rocha. Análise Numérica. Análise cinemática.

ABSTRACT

Currently, the increasing demand for great workmanships in Brazil, had become an impediment for the development of Brazil. The Geotechnical Engineering is considered an essential tool, in great workmanships (hydroelectric power plants, subways, tunnels, etc.) supplying technical support for design and construction. In this context, the underground excavations in rock have increased too much. This work presents a study of the behavior of the closer of an underground excavation in rock, where it was considered as case study, Simplício hydroelectric power plant, located in the Paranaíba do Sul river, in frontiers of the States of Rio de Janeiro and Minas Gerais. By means of laboratory tests with samples of intact rock and survey mapping of discontinuities, was characterizes the rock mass. Establishing the principal geomechanic parameters and estimating the in-situ stress state of the rock mass, then was chose the geomechanical model and made a numerical simulation of the excavation process tunnel help downstream of tunnel 3. For the tunnel study was conducted a numerical axial analysis symmetry of the relaxation of the excavated mass on the distance from the face of excavation, to determine the moment of installation and simulate a support of the tunnel closer. For the carried out simulation, the rock mass behaved only in the elastic range, finding closer the results of the simulation, the results on the field by monitoring the tunnel. It was observed that for the degree of alteration of the studied mass, the rupture could occur for the rock as well for the discontinuities, depending on the wedges formed for the discontinuities families and the support type applied in the rock mass.

Keywords: Monitoring convergence. Underground excavation in rock. Numerical Analysis. Kinematic analysis.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	13
LISTA DE TABELAS	16
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	17
1 INTRODUÇÃO	19
1.1 ASPECTOS GERAIS	19
1.2 RELEVÂNCIA DO TEMA	20
1.3 OBJETIVOS	21
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	22
2 PRINCÍPIOS DE MECÂNICA DAS ROCHAS	23
2.1 PROPRIEDADES E ÍNDICES DAS ROCHAS	23
2.1.1 Amostragem e preparação dos corpos de prova	23
2.1.2 Peso específico e porosidade	24
2.1.3 Resistência à compressão uniaxial	25
2.1.4 Resistência à compressão triaxial	26
2.1.5 Resistência à tração	28
2.2 FRATURAMENTO HIDRAULICO	29
2.3 CARACTERIZAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES	35
2.4 PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA	35
2.5 CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS	36
2.5.1 Sistema de classificação RMR	36
2.5.2 Sistema de classificação geomecânica Q	40
2.5.3 Sistema GSI	44
2.6 CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB	46
2.7 CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK-BROWN	47
3 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ESCAVAÇÕES EM ROCHA	50
3.1 TENSÕES EM MACIÇO ROCHOSO	50
3.2 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO	51
3.3 NATM	51
3.4 SOLUÇÃO ELÁSTICA DE KIRSCH	53
3.5 SOLUÇÃO ELASTO-PLÁSTICA DE MOHR-COULOMB	55
3.6 SOLUÇÃO ELASTO-PLÁSTICA DE HOEK E BROWN	60

3.7 SISTEMAS DE SUPORTE	61
3.8 MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS EXPLÍCITO (FLAC)	63
3.9 RELAXAÇÃO DINÂMICA	71
4 METODOLOGIA DA PESQUISA	77
4.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO DA UHE SIMPLÍCIO	77
4.2 ETAPAS DE PESQUISA	80
4.3 ENSAIOS DE CAMPO	80
4.3.1 Fraturamento hidráulico	80
4.3.2 Monitoramento de convergência	82
4.3.3 Levantamento estrutural do TN 3 AHE Simplício	82
4.4 ENSAIOS EM LABORATÓRIO	83
4.4.1 Índices físicos	84
4.4.2 Compressão uniaxial	85
4.4.3 Tração por compressão diametral	85
4.4.4 Compressão triaxial	87
4.5 ANÁLISE CINEMÁTICA	87
4.6 ANÁLISE NUMÉRICA (FLAC)	89
4.6.1 Parâmetros adotados	90
4.6.2 Modelo axissimétrico	91
4.6.3 Geometria da malha 2D e condições iniciais	92
4.6.4 Modelagem da escavação sem suporte	93
4.6.5 Modelagem das fases da escavação	93
5 RESULTADOS	96
5.1 ENSAIOS DE CAMPO	96
5.1.1 Dados do fraturamento hidráulico	96
5.1.2 Monitoramento de convergência	97
5.1.3 Levantamento estrutural do maciço rochoso	99
5.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	100
5.2.1 Índices físicos	102
5.2.2 Compressão uniaxial	104
5.2.3 Tração por compressão diametral	106
5.2.4 Compressão triaxial	110
5.3 ANÁLISE CINEMÁTICA	112
5.3.1 Projeção estereográfica das descontinuidades	113

5.3.2	Análise de estabilidade de cunhas	115
5.4	ANÁLISE NUMÉRICA (FLAC)	117
5.4.1	Modelagem axissimétrica	118
5.4.2	Modelo bi-dimensional das fases de escavação e instalação de suportes	122
5.4.3	Comparação das tensões analíticas e numéricas	131
5.4.4	Comparação dos deslocamentos monitorados e simulados numericamente	131
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	134
6.1	CONCLUSÕES	134
6.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	135
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	137
	ANEXO A (Registro dos ensaios)	140
	ANEXO B (Listagem dos arquivos de comandos utilizados no FLAC)	178
	ANEXO C (Pranchas em CAD)	196

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Caixa de PVC para transporte e armazenamento de testemunhos de sondagem rotativa	24
Figura 2.2 Desenho esquemático do ensaio de compressão uniaxial (ISRM, 1977)	26
Figura 2.3 Desenho esquemático do estado de tensões do ensaio triaxial (Hoek, 1980)	27
Figura 2.4 Esquema de uma célula triaxial de rochas de Hoek e Franklin (modificado Hoek, 2006)	28
Figura 2.5 Desenho esquemático do ensaio de compressão diametral	29
Figura 2.6 Esquema do ensaio fraturamento hidráulico (modificado - Haimson, 1980)	30
Figura 2.7 Locação dos pontos de tensões críticas no furo do Fraturamento Hidráulico (Goodman, 1989)	31
Figura 2.8 Exemplo de descontinuidade num bloco de rocha	34
Figura 2.9 Tipos de ruptura de cunhas (Hoek e Brown, 2006)	35
Figura 2.10 Projeção Estereográfica: (a) três planos formando um cunha com o tunel; (b) Malha de projeção de igual ângulo. (modificado - Hoek e Brown, 2006)	35
Figura 2.11 Escolha do tipo de suporte segundo o sistema Q para classificação dos maciços rochosos (modificado - Grimstad & Barton, 1993)	44
Figura 2.12 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Goodman, 1989)	46
Figura 2.13 Representação gráfica do critério de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown (modificado - Hoek, 2006)	48
Figura 3.1 Elemento cúbico com as tensões principais	50
Figura 3.2 Tensões devido à escavação (modificado Rabcewicz, 1964)	52
Figura 3.3 Curva de convergência das escavação (Fenner e Pacher modificado de Rabcewicz, 1979)	53
Figura 3.4 Tensões ao redor de um furo em meio isotrópico elástico	53
Figura 3.5 Envoltória de ruptura linear de Mohr-Coulomb	55
Figura 3.6 Zonas de comportamento elastoplástico e distribuição de tensões pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb	57
Figura 3.7 Esquema dos tipos de suporte (modificado - Hudson e Harrison, 1997)	62
Figura 3.8 Ciclo de calculo do FLAC (modificado - ITASCA, 1995)	63
Figura 3.9 Elementos de diferenças finitas: (a) elementos quadriláteros sobrepostos; (b) elemento triângulo típico com vetores de velocidade; (c) vetor de	

força nodal. (modificado – ITASCA, 1995)	66
Figura 3.10 Círculo de Mohr para deformações (ITASCA, 1995)	68
Figura 4.1 Arranjo geral da UHE Simplício	79
Figura 4.2 Diagrama do ensaio de fraturamento hidráulico	81
Figura 4.3 (a) Distribuição dos pinos no túnel. (b) foto de um pino instalado na parede do túnel	82
Figura 4.4 Relação de L/d para ensaios de compressão (uniaxial, triaxial e compressão diametral) (modificado - Bowles, 1981)	83
Figura 4.5 Exemplo de aplicação do programa DIPS	88
Figura 4.6 Exemplo de aplicação do programa UNWEDGE	89
Figura 4.7 Esquema da geometria do modelo axissimétrico	91
Figura 5.1 Pino de convergência instalado no teto da escavação	98
Figura 5.2 Resultado do monitoramento de pinos na progressiva 298	98
Figura 5.3 Levantamento estrutural do maciço em campo	99
Figura 5.4 Acondicionamento das amostras na obra em campo	100
Figura 5.5 Ensaio a compressão uniaxial na prensa triaxial	104
Figura 5.6 Resultado do ensaio triaxial do furo 05 à profundidade 86 metros	105
Figura 5.7 Registro fotográfico dos CP's (a) antes e (b) depois do ensaio à tração	106
Figura 5.8 Comparação da resistência à tração entre o fraturamento hidráulico (direto) e por compressão diametral (indireto) para o furo 5	108
Figura 5.9 Comparação da resistência à tração entre o fraturamento hidráulico (direto) e por compressão diametral (indireto) para o furo 2	109
Figura 5.10 Prensa triaxial	110
Figura 5.11 Círculos de Mohr ensaio triaxial furo 5	111
Figura 5.12 Parâmetros de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown para o maciço segundo resultados das amostras do furo 5	112
Figura 5.13 Projeção estereográfica trecho 01	113
Figura 5.14 Projeção estereográfica trecho 02	114
Figura 5.15 Projeção estereográfica trecho 03	114
Figura 5.16 Projeção estereográfica trecho 04	115
Figura 5.17 Análise 3D das cunhas do trecho 01 com suporte de tirantes	116
Figura 5.18 Análise 3D das cunhas do trecho 02 com suporte de tirantes	116
Figura 5.19 Análise 3D das cunhas do trecho 03 com suporte de tirantes	116
Figura 5.20 Análise 3D das cunhas do trecho 04 com suporte de tirantes	117

Figura 5.21 Malha e condições de contorno, com ampliação da face de escavação	118
Figura 5.22 Deslocamento gerados no maciço na direção y	119
Figura 5.23 Deslocamento gerados no maciço na direção x	119
Figura 5.24 Deslocamentos gerados no maciço	120
Figura 5.25 Tensões geradas no maciço em xx	120
Figura 5.26 Tensões geradas no maciço em yy	121
Figura 5.27 Pressões identificadas pela modelagem axissimetrica	121
Figura 5.28 Tensões naturais no maciço rochoso	123
Figura 5.29 Malha adotada e condições de contorno	123
Figura 5.30 Detalhe da malha próxima a escavação e utilizada para análises dos modelos	124
Figura 5.31 Tensões geradas no maciço na direção xx – Critério de Mohr-Coulomb	124
Figura 5.32 Tensões geradas no maciço na direção yy – Critério de Mohr-Coulomb	125
Figura 5.33 Deslocamentos em x - Mohr-Coulomb	125
Figura 5.34 Deslocamentos em y - Mohr-Coulomb	126
Figura 5.35 Nível de sollicitação do maciço - Mohr-Coulomb	126
Figura 5.36 Sollicitação do concreto projetado e tirantes - Mohr-Coulomb	127
Figura 5.37 Tensões geradas no maciço na direção xx - Hoek-Brown	127
Figura 5.38 Tensões geradas no maciço na direção yy - Hoek-Brown	128
Figura 5.39 Deslocamentos em x - Hoek-Brown	128
Figura 5.40 Deslocamentos em y - Hoek-Brown	129
Figura 5.41 Nível de sollicitação do maciço - Hoek-Brown	130
Figura 5.42 Sollicitação do concreto projetado e tirantes - Hoek-Brown	130
Figura 5.43 Comparação entre Equações de Kirsh e Flac-Mohr Coulomb em termos de tensões radial e tangencial	131
Figura 5.44 Deformações em xx	132
Figura 5.45 Deformações em yy	132
Figura 5.46 Deformação no teto (monitoramento x modelagem)	133
Figura 5.47 Deformação na parede (monitoramento x modelagem)	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Efeito das juntas na escavação (modificado - Bieniawsky, 1976)	38
Tabela 2.2	Parâmetros de classificação e seus valores (modificado - Bieniawsky, 1976)	39
Tabela 2.3	Classificação do maciço (modificado - Bieniawsky, 1976)	39
Tabela 2.4	Classificação e suporte do maciço (modificado - Bieniawsky, 1976)	40
Tabela 2.5	Classes de maciços rochosos em função de Q (modificado - Barton, 1974)	42
Tabela 2.6	Índice de suporte de escavação (ESR) apropriado para vários tipos de escavações subterrâneas. (modificado - Barton 1974)	43
Tabela 4.1	Dados gerais do AHE Simplício. (Furnas, 2006)	78
Tabela 4.2	Tabela de dados do ensaio de peso específico	84
Tabela 4.3	Quantificação dos ensaios à compressão uniaxial	85
Tabela 4.4	Quantificação dos ensaios à tração indireto	85
Tabela 4.5	Tabela de ensaio à tração por compressão diametral	86
Tabela 4.6	Tabela das tensões confinantes do ensaio triaxial	87
Tabela 4.7	Parâmetros do tirante	95
Tabela 4.8	Parâmetros do concreto projetado	95
Tabela 5.1	Resultado obtidos no fraturamento hidráulico por furo	97
Tabela 5.2	Resultados do fraturamento hidráulico e K_0 para o furo 5	97
Tabela 5.3	Resultado levantamento de campo e índice Q	99
Tabela 5.4	Resultado de GSI e E segundo RMR	100
Tabela 5.5	Levantamento das amostras disponíveis (resumo e caixas)	101
Tabela 5.6	Índices físicos furo 01 (porosidade, densidade saturada e seca)	103
Tabela 5.7	Índices físicos furo 02 (porosidade, densidade saturada e seca)	103
Tabela 5.8	Índices físicos furo 05 (porosidade, densidade saturada e seca)	103
Tabela 5.9	Valores médios resistência à compressão uniaxial	105
Tabela 5.10	Valores médios resistência à de tração por compressão diametral	107
Tabela 5.11	Parâmetros de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown para o maciço segundo resultados das amostras do furo 5	111

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CP	Corpo-de-prova
c , S_i	Intercepto coesivo
D	Diâmetro
E	Modulo de deformabilidade
FS	Fator de segurança
g_i	Aceleração da gravidade
G	Módulo de distorção
GSI	<i>Geological strength index</i>
ISRM	<i>International Society of Rock Mechanics</i>
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
K	Módulo de compressibilidade volumétrica
K_0	Relação entre tensão horizontal e vertical
MG	Minas Gerais
m_b	Constante de Hoek e Brown para o maciço rochoso
m_i	Constante de Hoek Brown para a rocha intacta
m_r	Parâmetro de resistência residual – Hoek e Brown
NATM	<i>New Austrian Tunnelling Method</i>
P_f	Pressão de início da fratura
P_s	Pressão de fechamento da fratura
P_{nat}	Massa natural
P_r	Pressão de reabertura da fratura
PVC	Poli cloreto de vinila
Q	Índice de qualidade de Barton et al.
RJ	Rio de Janeiro
RMR	<i>Rock mass rating</i>

SRF	<i>Stress Reduction Factor</i>
TAJ	Tunel auxiliar de jusante
TN	Tunel
UHE	Usina Hidroelétrica
V	Volume da amostra
V_v	Volume de vazios
α	Relação entre raio e a distância de um elemento na direção radial do túnel
$\Delta\sigma$	Tensão desviadora aplicada na amostra
$\Delta\varepsilon_r$	Deformações induzidas pela escavação
Δt	Incremento de tempo
Δu_r	Deslocamento induzido pela escavação
γ_{nat}	Peso específico natural
η	Porosidade
C, σ_c, σ_{ci}	Resistência à compressão uniaxial
σ_1	Pressão axial aplicada na amostra
σ_3	Pressão confinante aplicada na amostra
σ_r	Tensão radial
σ_θ	Tensão tangencial
$\sigma_{t,b}$	Resistência à tração pelo ensaio brasileiro
σ_{ij}	Componente do tensor de tensões
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Componentes de tensão normal relativas a um sistema de coordenadas cartesiano xyz
τ_p	Resistência ao cisalhamento (tensão cisalhante de pico)
$\tau_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{xy}$	Componentes de tensão de cisalhamento relativas a um sistema de coordenadas cartesiano xyz
θ	Ângulo formado entre a parede da escavação e o elemento estudado
ϕ	Ângulo de atrito interno do material
ν	Coefficiente de poisson
ρ	Densidade
δ_{ij}	Delta de Kronecker

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

O maciço rochoso se encontra num estado de tensões naturais, sua origem está associada à história geológica. Ao ser submetido por um processo de escavação, o estado de tensões originais é perturbado, criando um novo estado de tensões induzidas. (HOEK, 2006).

A escavação subterrânea será a intervenção que irá perturbar o estado de tensões naturais, provocando a sua redistribuição na vizinhança da abertura. Nessa redistribuição, as tensões no contorno da escavação podem atingir valores tais que atinjam a resistência do maciço, provocando a sua ruptura e conseqüentemente a sua instabilização. A medição do estado de tensões naturais no maciço rochoso é fundamental no projeto de escavações subterrâneas, pois determinará a orientação do eixo das escavações e o tipo de suporte mais eficiente para as tensões induzidas pela escavação (HUDSON E HARRISON, 1997).

A redistribuição de tensões é afetada principalmente pelo estado de tensões naturais, pelas características do maciço rochoso, ao tipo de suporte aplicado e a geometria do túnel. Nas escavações subterrâneas, em geral, as cargas aplicadas são de valores menos significativos do que as forças originadas durante o processo de redistribuição de tensões (GOODMAN, 1989).

A superfície escavada que faz necessária a instalação de suporte, interage com maciço de rocha de modo passivo ou ativo, e será condicionante na redistribuição das tensões originais, gerando deformações nas paredes e no teto do túnel (HOEK, 2006). Essa convergência da escavação pode ser prevista numericamente ou monitorada durante o período de execução e utilização da obra, servindo como subsídio para retroanalisar a eficiência do tipo de suporte adotado.

1.2 RELEVÂNCIA DO TEMA

No cenário internacional o espaço subterrâneo vem sendo significativamente ocupado. Nas últimas décadas ocorreram inúmeras escavações destinadas às mais variadas utilizações, tais como reservatórios de água, estações de tratamento de esgotos, estádios esportivos, depósitos de resíduos radioativos, depósitos de gás liquefeito, depósitos de petróleo bruto e usinas hidrelétricas (FRANKLIN E DUSSEAULT, 1989; HOEK, 2006).

Nos últimos anos tem ocorrido uma seqüência aos acidentes em escavações subterrâneas, esforços têm sido envidados no sentido de esclarecê-los, por mais difícil e constrangedora que seja essa tarefa, em benefício, tanto do meio técnico que incorpora as lições para empreendimentos futuros, quanto das comunidades para que não sintam aversão a cada nova obra proposta. No Brasil, vale citar o trabalho de Ribeiro Neto (1999) sobre acidentes em túneis urbanos. Mais, recentemente, Seidenfuss (2006) apresentou estatísticas sobre 110 acidentes em túneis no mundo (dados sobre a data, nome do empreendimento, localização, método construtivo utilizado, condições de maciço, tipo de colapso, causas e conseqüências), ocorridos nos últimos 70 anos, sendo quatro deles no Brasil, onde se identificam as principais categorias de causas:

- Condições geológicas não previstas;
- Erros de concepção de projeto, de cálculos e dimensionamentos, e de decisão de engenharia (concepção estrutural, especificações técnicas e de controle deficientes, parâmetros, modelos constitutivos, hipóteses e tipos de simulação inadequados etc.);
- Erros de construção (qualidade e quantidade de materiais empregados, meios e métodos inadequados, violações de projeto etc.);
- Erros de gerenciamento de projeto e de riscos, inclusive de controle da qualidade, comunicação e organização;
- Interrupções de obras.

No Brasil, com o início do aproveitamento do potencial das usinas hidrelétricas de pequeno e médio porte, 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).

Os avanços experimentados pela Mecânica das Rochas nas últimas décadas, associados aos da informática, propiciaram o desenvolvimento de programas computacionais altamente sofisticados, dedicados ao cálculo das tensões e deformações do maciço rochoso e análise dos suportes, para escavações subterrâneas permitindo aprimorar o comportamento das escavações subterrâneas, e permitindo o dimensionamento mais racional e otimizado do suporte (ITASCA, 2002a, 2002b e 2003, ROCSIENCE, 1998, 2002 e 2007).

O tema é, portanto, de interesse atual, e considerando o exíguo número de medições de tensões virgens e a possibilidade da simulação numérica dessas atividades subterrâneas, os estudos apresentados nesse trabalho serão úteis como fontes de comparação e método de análise para túneis em rocha. Não há dúvidas de que, em futuro próximo, o uso do espaço subterrâneo será largamente aproveitado e com estudos e processos construtivos cada dia mais eficientes.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo desta dissertação é retroanalisar a convergência do Túnel Auxiliar de Jusante (TAJ), da Usina Hidroelétrica (AHE) de Simplício (Furnas). Para atingir este objetivo foram realizados os seguintes objetivos específicos:

- Caracterização das propriedades físicas da rocha intacta;
- Caracterização da estrutura do maciço rochoso;
- Análise numérica dos efeitos das escavações subterrâneas no maciço rochoso e no suporte.

A determinação dos efeitos provocados por escavações em maciços rochosos, é um assunto complexo, ainda em desenvolvimento e alvo de extensa literatura internacional, tendo abordagens que interessam a diversos ramos do conhecimento. Assim, os estudos apresentados e discutidos nesta dissertação abordam o tema focando sua aplicação às obras de engenharia civil e mineração e particularmente às escavações subterrâneas.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

A estrutura dessa dissertação é composta de sete capítulos: neste primeiro capítulo é apresentada uma breve introdução a cerca do tema trabalhado e apresentados os objetivos específicos. No segundo e terceiro capítulo são abordados aspectos teóricos acerca da mecânica das rochas, tipos de ensaios, classificações de maciços, métodos de análise de tensões, sistemas de suporte, ferramentas numérica de análise e modelos de ruptura. O quarto capítulo apresenta a metodologia adotada para o trabalho, apresentando as características do caso de estudo, a campanha de ensaios em campo e de laboratório, e as ferramentas computacionais para análise das escavações. No quinto capítulo são mostrados os resultados dos ensaios e das simulações por diferentes metodologias. São analisados os resultados da simulação numérica, obtidos através do software FLAC, com os resultados do levantamento em campo do monitoramento de convergência. São ainda analisados os resultados dos ensaios feitos em laboratório e do levantamento estrutural em campo. No sexto capítulo são apresentadas as conclusões e recomendações de temas para trabalhos futuros em continuação ao tema desta dissertação.

CAPÍTULO 2

PRINCÍPIOS DE MECÂNICA DAS ROCHAS

Neste capítulo serão descritas as propriedades e índices físicos utilizados na caracterização do maciço rochoso. Em seguida serão apresentados os métodos de levantamento estrutural em campo. Serão apresentadas as principais classificações geomecânicas e os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown.

2.1 PROPRIEDADES E ÍNDICES DAS ROCHAS

Neste item serão apresentados os métodos de obtenção dos corpos de prova e sua caracterização física e de resistência à compressão: uniaxial, triaxial e diametral.

2.1.1. Amostragem e preparação dos corpos de prova

A conceituação geológica e não geométrica deve ser a base para o planejamento e execução da campanha de investigações. A elaboração de um modelo geológico básico constitui a primeira aproximação para a previsão das características geomecânicas do maciço e dos métodos de investigação. Progressivamente, com a incorporação de novos dados, a base geológica deve ser reavaliada e ajustada, visando a previsão de como o comportamento do maciço poderá influenciar o projeto e como responderá às modificações impostas pela obra (MANGOLIM E OJIMA, 1995). Portanto o processo de amostragem e preparação de corpos de prova (CP) passa por diversas fases que devem ser respeitadas para que ao final se obtenha propriedades da rocha de boa qualidade e confiáveis.

Existem basicamente dois processos de amostragem, sendo eles, amostragem a partir de blocos e de testemunhos de sondagem rotativa. Para a amostragem a partir de blocos se faz necessária a existência de blocos soltos em locais de fácil acesso, como, taludes rochosos de uma encosta natural, cortes preexistentes na obra ou frente de escavação de túneis. Este tipo de amostragem é bastante atrativo em termos de facilidade, tempo e custo relativamente baixo. No entanto este procedimento de amostragem possui inúmeras desvantagens. O peso

do bloco é geralmente muito grande, o que dificulta o transporte do mesmo. Além disso, pelo o fato do bloco estar numa face exposta, o mesmo está sujeito a um maior processo de degradação, natural ou por impactos construtivos, e portanto pode não representar fielmente as reais condições da rocha estudada.

A amostragem de testemunhos de sondagem rotativa é um procedimento relativamente caro, contudo, a amostras obtidas são de excelente qualidade. Neste tipo de amostragem, deve-se utilizar um barrilhete que atenda certos quesitos, para evitar que o mesmo perturbe a amostra a ser extraída.

O transporte deve ser feito de forma que se mantenha a integridade da amostra. No caso de sondagem rotativa tem-se caixas especiais para transporte de PVC conforme Figura 2.1.



Figura 2.1. – Caixa de PVC para transporte e armazenamento de testemunhos de sondagem rotativa.

Os corpos de prova são preparados para os ensaios em laboratório, a partir dos testemunhos obtidos em campo, de acordo com as dimensões exigidas pelo ensaio específico. O dimensionamento é feito por meio de um torno mecânico, e as medidas da base e lateral do cp são aferidas com um paquímetro para verificar se estão perfeitamente paralelas e circulares respectivamente.

2.1.2 Peso específico e porosidade

O peso específico fornece informações sobre a mineralogia ou grãos constituintes da rocha e o grau de alteração (quanto maior o grau de alteração menor o peso específico). O peso específico se relaciona aos estados saturado, seco e natural dos constituintes sólidos da

amostra de rocha. A normalização internacional, que padroniza a execução do ensaio é a ISRM 77. A equação 2.1, fornece o peso específico natural da amostra de rocha.

$$\gamma_{nat} = \frac{P_{nat}}{V} \quad (2.1)$$

onde,

γ_{nat} – peso específico natural;

P_{nat} – massa natural;

V – volume da amostra.

A porosidade (η) do CP é a relação entre o volume de vazios e volume total, dado pela equação 2.2.

$$\eta = (V_v/V) * 100 \quad (2.2)$$

onde,

V_v – volume de vazios;

V – volume total.

2.1.3 Resistência à compressão uniaxial

As propriedades de resistência são muito importantes, pois determinam a eficiência da rocha em manter o seu arranjo original, ou seja, em manter coesos os seus componentes.

A resistência à compressão uniaxial pode ser obtida de maneira direta, com o ensaio de compressão uniaxial, e de maneira indireta, pelo ensaio de carga puntiforme (point load test) ou pelo esclerômetro de Schmidt. A realização do ensaio de compressão uniaxial é normalizado pela ASTM D 2938/92, que também compreende durante a realização do ensaio, a identificação do módulo de deformação da amostra. O ensaio de compressão uniaxial (Figura 2.2) é de execução simples, entretanto a preparação da amostra, cilíndrica, pode ser difícil e cara. A relação entre altura e diâmetro (H/D) segundo a ISRM (1977) deve variar

entre 2,5 e 3,0. Quanto menor o CP, menor a região que estará submetida ao efeito da compressão simples, maior será a região sob efeito “biaxial”. A resistência à compressão uniaxial (σ_c) corresponde à carga de ruptura da amostra, expressa pela equação 2.4.

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (2.4)$$

onde,

P – carga de ruptura;

A – área inicial da amostra.

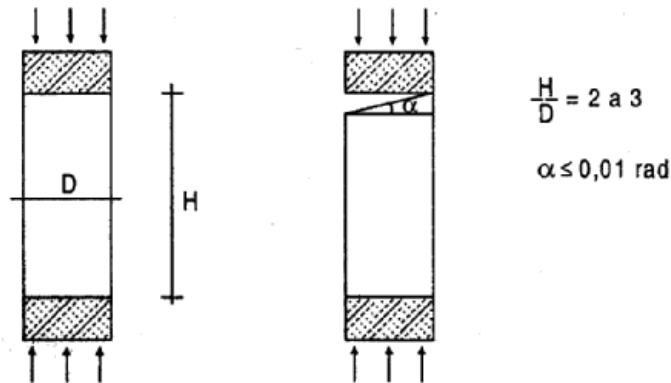


Figura 2.2. – Desenho esquemático do ensaio de compressão uniaxial (ISRM, 1977).

2.1.4 Resistência à compressão triaxial

O ensaio denominado Triaxial, normalizado pela ASTM D 2664, é aplicado em amostras cilíndricas com relação entre altura e diâmetro, entorno de 2 e 3. As faces paralelas dos CP devem ser o mais paralelo possível. No ensaio o CP é submetido a compressão axial, com a aplicação simultânea de pressão confinante, como mostrado na Figura 2.3.

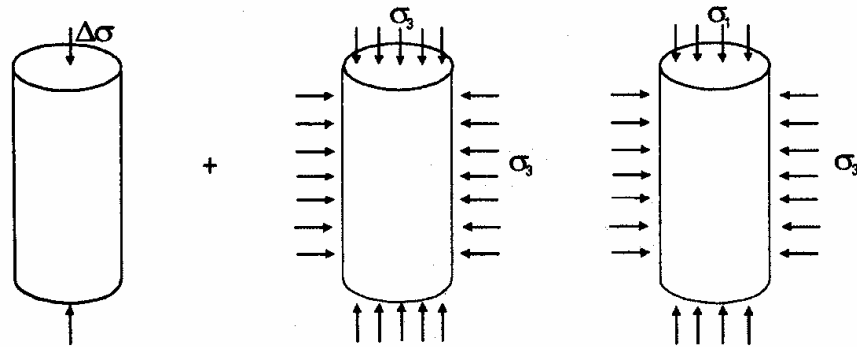


Figura 2.3. – Desenho esquemático do estado de tensões do ensaio triaxial (Hoek, 1980).

Na ruptura, o estado de tensões é dado pela equação 2.5.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma \quad (2.5)$$

onde,

σ_1 – pressão axial aplicada na amostra;

σ_3 – pressão confinante aplicada na amostra;

$\Delta\sigma$ – tensão desviadora aplicada na amostra.

O efeito do confinamento, em ensaios triaxiais de rochas, é obtido por meio da aplicação de óleo sob pressão na câmara triaxial, onde é colocada a amostra de rocha envolvida por uma membrana impermeável, como mostra a Figura 2.4. Quanto maior a pressão confinante, maior a resistência.

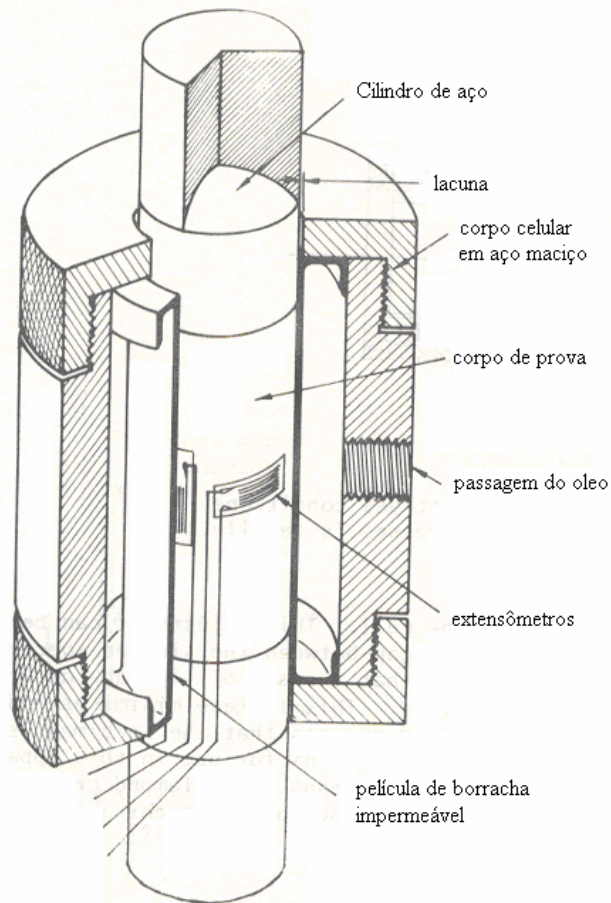


Figura 2.4. – Esquema de uma célula triaxial de rochas de Hoek e Franklin (modificado - Hoek, 2006).

2.1.5 Resistência à tração

O ensaio mais utilizado para determinação da resistência à tração de uma amostra de rocha é o ensaio de tração indireta ou compressão diametral, que é também conhecido como ensaio Brasileiro. O ensaio é executado em uma amostra cilíndrica e consiste basicamente na aplicação de carregamento compressivo ao longo de sua geratriz. A ruptura é produzida por tensões de tração, teoricamente uniformes, atuantes na região central do diâmetro carregado, conforme o esquema da Figura 2.5. Recomenda-se a utilização de CP com relação L/D igual a 2, e a padronização internacional do ensaio, é feita pela ISRM (1977).

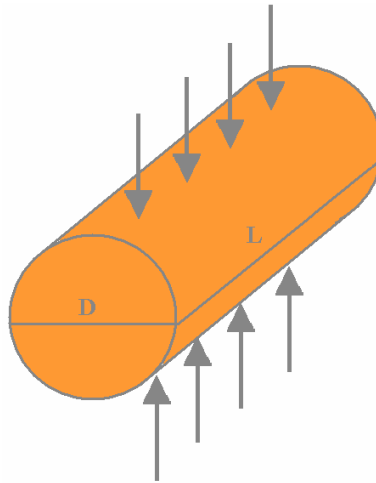


Figura 2.5. – Desenho esquemático do ensaio de compressão diametral.

A equação do ensaio é dada por:

$$\sigma_{t,b} = \frac{2P}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (2.6)$$

Onde:

$\sigma_{t,b}$: resistência à tração pelo ensaio brasileiro;

P : carga correspondente ao aparecimento da fratura diametral primária;

D : diâmetro da amostra;

L : comprimento da amostra.

2.2 FRATURAMENTO HIDRAULICO

A técnica de determinação da resistência à tração do maciço em campo, através do hidrofraturamento, é a única disponível atualmente, independente das constantes elásticas, e em profundidades que podem chegar a vários quilômetros (HAIMSON, 1980; GOODMAN, 1989).

A utilização do hidrofraturamento iniciou-se na década de quarenta, como um artifício para incrementar a produção de petróleo, através do fraturamento de um segmento de furo isolado e pressurizado.

Baseado nas observações Hubbert e Willis (1957, apud GOODMAN, 1989), utilizando a teoria da elasticidade, demonstraram que a direção da fratura e as pressões registradas durante o processo estavam diretamente relacionadas com o campo de tensões virgens principais atuante no maciço rochoso, e que a fratura induzida nas paredes do furo era o resultado de uma ruptura por tração.

O método de ensaio do fraturamento hidráulico, consiste no isolamento de um segmento do furo por meio de dois obturadores infláveis, na profundidade pré-determinada pelo estudo. O segmento então é pressurizado, com a utilização de uma bomba hidráulica, conforme Figura 2.6.

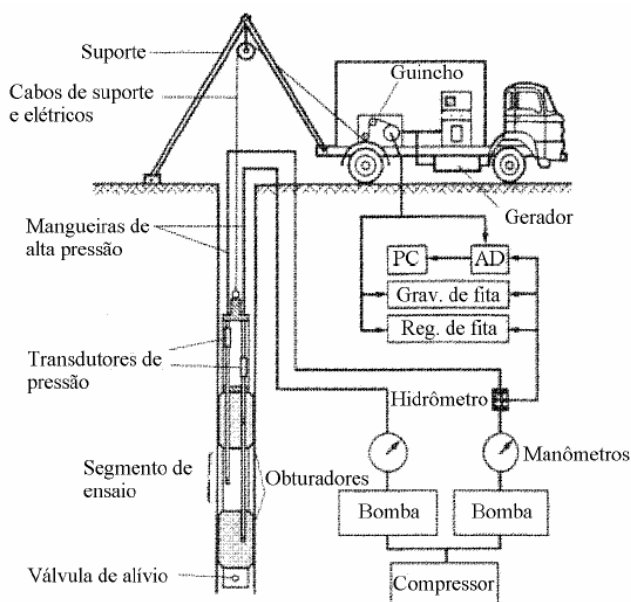


Figura 2.6. – Esquema do ensaio fraturamento hidráulico (modificado - Haimson, 1980).

O modelo elástico, correspondente à solução clássica (HUBBERT E WILLIS 1957, apud GOODMAN, 1989), estabelece as relações quantitativas entre o ensaio de fraturamento hidráulico e o tensor de tensões virgens atuante no maciço rochoso sob as seguintes hipóteses:

- deformações planas;
- a rocha ensaiada é frágil, o que assegura que a fratura ocorrerá sob tensão de tração e sem que ocorra excessiva deformação;
- a rocha é homogênea, isotrópica e tem comportamento elástico linear;
- a rocha obedece ao Princípio das tensões efetivas de Terzaghi;

- uma das tensões virgens principais é vertical e atua paralelamente ao eixo do furo;
- o fluido de pressurização não penetra na rocha e a ruptura, que forma a fratura, é controlada pelo critério de máxima tensão efetiva de tração. Isto significa que a fratura ocorre quando uma das tensões efetivas principais atuantes é de tração e tem magnitude superior à resistência da rocha à tração. Sob estas condições podem ser aplicadas as equações de Kirsh para o cálculo das tensões atuantes nas paredes do furo. De acordo com as equações de Kirsh, a tensão tangencial na parede do furo atinge o seu valor mínimo nos pontos A e B (Figura 2.7). Nestes pontos o valor das tensões tangenciais é dado pela equação 2.7 (GOODMAN, 1989).

$$\sigma_{\theta} = 3\sigma_{h\min} - \sigma_{h\max} \quad (2.7)$$

A pressão de água p , atuante no interior do furo, induz em sua parede uma tensão de tração $-p$. A fratura hidráulica se formará, quando a tensão de tração no ponto A atingir um valor $-T_0$ (maior ou igual à resistência a tração da rocha). A condição de início de fratura ocorre quando a pressão interna no furo atinge o valor crítico P_f . Assim, tem-se segundo Goodman (1989) a equação 2.8.

$$3\sigma_{h\min} - \sigma_{h\max} - P_f = -T_0 \quad (2.8)$$

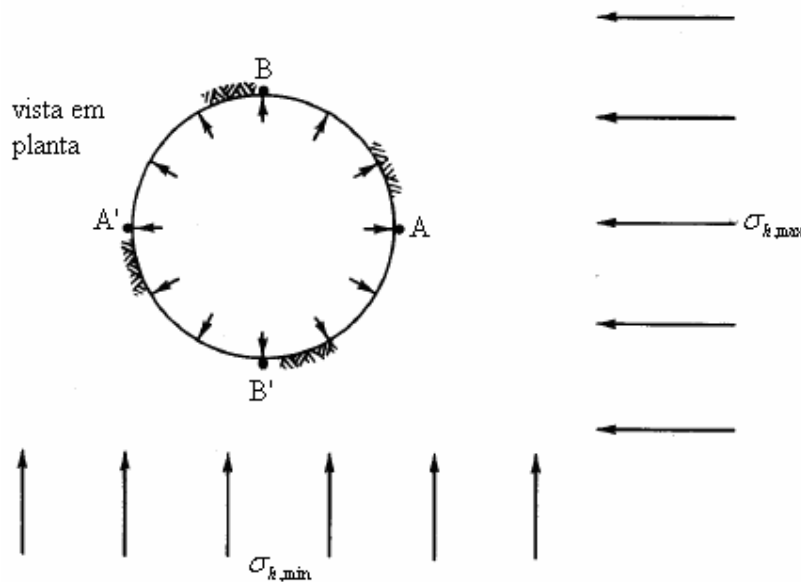


Figura 2.7. – Localização dos pontos de tensões críticas no furo do Fraturamento Hidráulico (Goodman, 1989).

Sob estas condições, inicia-se a formação da fratura hidráulica e esta se estende na direção perpendicular à tensão principal horizontal mínima ($\sigma_{h\min}$). Em rochas, as fraturas se propagam na direção perpendicular à tensão principal mínima (GOODMAN, 1989). Considerando o ensaio de fraturamento hidráulico com formação de fratura vertical, a tensão normal ao plano da fratura é igual à pressão de fechamento (“shut in pressure”) P_s (GOODMAN, 1989, HAIMSON, 1974). Este é o fundamento da técnica de determinação de tensões pelo método de fraturamento hidráulico. Assim, pode-se escrever a equação 2.9.

$$\sigma_{h\min} = P_s \quad (2.9)$$

Para evitar determinar a resistência da rocha à tração, Bredehoef et al. (1976), citado por Haimson (1980), recomendam utilizar a pressão de reabertura da fratura determinada no ensaio e substituir na equação 2.8, P_f por P_r e T_0 por 0. Fazendo-se a substituição na equação 2.8 (GOODMAN, 1989), tem-se a equação 2.10.

$$3\sigma_{h\min} - \sigma_{h\max} - P_r = 0 \quad (2.10)$$

Para atender às hipóteses estabelecidas para o modelo elástico de interpretação do ensaio de fraturamento hidráulico, falta corrigir as equações 2.8 e 2.10 para incorporar a ação da pressão neutra P_0 . Reescrevendo estas equações, obtém-se as equações 2.11 e 2.12.

$$3\sigma_{h\min} - \sigma_{h\max} - P_f - P_0 = -T_0 \quad (\text{primeiro ciclo}) \quad (2.11)$$

$$3\sigma_{h\min} - \sigma_{h\max} - P_r - P_0 = 0 \quad (\text{ciclos subsequentes}) \quad (2.12)$$

Substituindo a equação 2.9 nas equações 2.11 e 2.12 (Goodman, 1989), tem-se as equações 2.13 e 2.14.

$$\sigma_{h\max} = 3P_s - P_f - P_0 + T_0 \quad (\text{primeiro ciclo}) \quad (2.13)$$

$$\sigma_{h\max} = 3P_s - P_r - P_0 \quad (\text{ciclos subsequentes}) \quad (2.14)$$

As equações 2.13 e 2.14 fornecem o valor da tensão horizontal principal maior. Sobre a consideração da pressão intersticial ou pressão neutra, cabe fazer aqui algumas considerações. O ensaio de fraturamento hidráulico é realizado em um intervalo isolado por obturadores, em um trecho de rocha isento de fraturas. As rochas de baixa porosidade são consideradas impermeáveis para as aplicações práticas de engenharia (SCHONFELDT E FAISHURST, 1972 apud HAIMSON, 1980).

2.3. CARACTERIZAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES

A maioria dos maciços rochosos, em particular aqueles até uma profundidade de algumas centenas de metros da superfície, comportam-se como descontínuos, cujas descontinuidades, principalmente, determinam o comportamento mecânico desses meios. É por isso, essencial que a estrutura e a natureza das descontinuidades do maciço rochoso sejam cuidadosamente descritas, em adição à descrição litológica do tipo de rocha. Esses parâmetros que podem ser utilizados em alguns tipos de análises de estabilidade deveriam ser quantificados sempre que possível (ISRM, 1977).

Descontinuidade é o termo geral utilizado para qualquer descontinuidade mecânica do maciço rochoso e que tenha nenhuma ou baixa resistência à tração. É termo coletivo para a maioria dos tipos de juntas, planos de acamamento mais fracos, planos de xistosidade mais fracos, zonas de fraqueza e falhas. A seguir serão apresentados os principais parâmetros utilizados, para descrever as descontinuidades em maciços rochosos: número de famílias, orientação, espaçamento, persistência, rugosidade, resistência das paredes, abertura e preenchimento.

Quando são identificadas no maciço diversas fraturas com orientações similares, é caracterizada uma família de descontinuidades. É o número de famílias de descontinuidades que compõem um sistema de juntas. O maciço rochoso pode conter também descontinuidades individuais. O comportamento mecânico do maciço rochoso é essencialmente influenciado pelo número de famílias de descontinuidades que possui, uma vez que este número determina a extensão do maciço que pode se deformar sem envolver a ruptura da rocha intacta (ISRM 1977).

A orientação é também conhecida como atitude da descontinuidade no espaço. Descrita pela direção do mergulho (β) variando de 0° a 360° com relação ao norte, e mergulho da descontinuidade (α), ângulo formado entre a direção de mergulho e o mergulho, variando entre 0° e 90° , conforme ilustrado pela Figura 2.8.

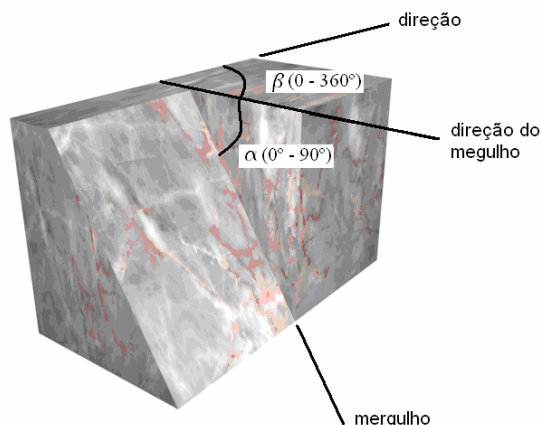


Figura 2.8. – Exemplo de descontinuidade num bloco de rocha.

O espaçamento é considerado como sendo a distância perpendicular entre descontinuidades adjacentes pertencentes a uma mesma família. Refere-se normalmente ao espaçamento médio ou modal de uma família de descontinuidades.

A rugosidade da superfície e a ondulação, relativas ao plano médio de uma descontinuidade, são parâmetros que contribuem para a resistência ao cisalhamento. Ondulação em grande escala pode também modificar o mergulho local.

A resistência à compressão das paredes adjacentes de uma descontinuidade, deve ser menor que a da rocha intacta devido ao intemperismo ou alteração das paredes. Se as paredes estão em contato, terá uma importante componente da resistência ao cisalhamento.

Abertura é a distância perpendicular entre paredes adjacentes de uma descontinuidade, cujo espaço intermediário é preenchido por ar, água ou outro tipo de material sólido. O Preenchimento é o material que separa as paredes adjacentes de uma descontinuidade e que usualmente é mais fraco que a rocha que lhe deu origem. Os materiais típicos de preenchimento são: areia, silte, argila, brecha e milonito. Também inclui filmes de minerais secundários e descontinuidades seladas, por exemplo: quartzo e veios de calcita.

2.4 PROJEÇÃO ESTEREOGRÁFICA

Em túneis escavados em maciço rochoso fraturado, deve-se observar os diferentes tipos de ruptura por blocos envolvidos sejam em deslizamento ou queda de blocos. Estes blocos são formados pela interseção de famílias de fraturas, com a superfície da escavação. Quando a face livre é criada pela escavação do túnel, a condição determinante é criada para causar a instabilidade da estrutura, conforme mostra Figura 2.9.



Figura 2.9. – Tipos de ruptura de cunhas (Hoek e Brown, 2006).

Atualmente existem *softwares* (exemplo: UNWEDGE) que simulam cinematicamente a estabilidade das escavações subterrâneas e já formam os possíveis blocos críticos, aplicando o suporte desejado e apresentando o fator de segurança para o trecho da escavação.

A Figura 2.10, apresenta um exemplo de aplicação do estereograma, com indicação de grandes círculos, formando uma cunha na direção do túnel, obtidos através do *software* DIPS. É malha de projeção estereográfica, utilizada para plotar as famílias de descontinuidades.

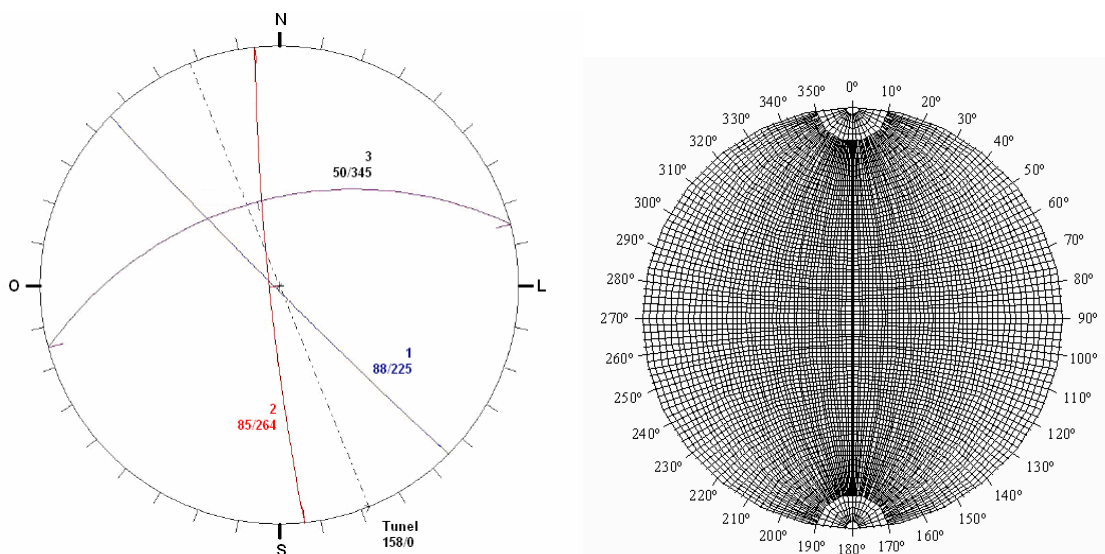


Figura 2.10. – Projeção Estereográfica: (a) três planos formando uma cunha com o túnel; (b) Malha de projeção de igual ângulo. (modificado - Hoek e Brown, 2006).

2.5 CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

A existência de descontinuidades no maciço rochoso, confere anisotropia ao mesmo. As descontinuidades podem estar isoladas, ou em famílias. Uma família de descontinuidades é caracterizada por diversas descontinuidades que se apresentam de forma persistente e com a mesma orientação.

Pela inexistência de uma metodologia exequível, no caso dos maciços controlados pelas famílias de descontinuidades, pode-se optar por uma caracterização da resistência do maciço rochoso fraturado por meios indiretos, baseados na experiência, estes métodos indiretos originaram as classificações geomecânicas, neste serão referenciadas as classificações RMR, Q e GSI.

2.5.1 Sistema de classificação RMR

Bieniawsky (1973, 1974, 1975, 1976, 1979, 1984, 1989), com base em sua grande experiência com escavações subterrâneas na África do Sul, sugeriu uma classificação para os maciços rochosos fraturados. A metodologia divide o maciço em grupos de comportamento semelhantes, fornecendo subsídios para o entendimento das características do maciço, facilitando o planejamento e o projeto de estruturas em rochas por meio de dados quantitativos, necessários à solução de problemas reais de engenharia e ainda que fosse utilizado como base para a comunicação entre as pessoas envolvidas no problema geomecânico.

O sistema desenvolvido por Bieniawsky fornece uma avaliação geral para o maciço (RMR – “Rock Mass Rating”), que varia com a qualidade da rocha em uma escala de 0 a 100. Este critério baseia-se em cinco parâmetros do maciço rochoso:

- Resistência à compressão da rocha intacta;
- Rock Quality Designation (qualidade do testemunho de sondagem);
- Espaçamento de juntas e fraturas;
- Características das descontinuidades;
- Condições de percolação de água.

Existe um sexto parâmetro, a orientação das juntas que deve ser considerado, diferentemente, para aplicações específicas em túneis, minas e fundações. A cada parâmetro corresponde um peso; as avaliações (notas) individuais são somadas, obtendo-se o RMR geral do maciço que varia de 0 a 100.

(a) Resistência à compressão da rocha intacta

Este parâmetro pode atingir um peso máximo de 15 pontos. A classificação utilizada por Bieniawsky para a resistência à compressão foi a desenvolvida por Deere e Miller (1966) e está apresentado no primeiro parâmetro da Tabela 2.2.

(b) Rock Quality Designation (RQD)

O parâmetro RQD pode ser avaliado com o máximo de 20 pontos e foi proposto por Deere (1963), conforme segundo parâmetro da Tabela 2.2. O RQD é amplamente utilizado como parâmetro único na classificação de maciços. É determinado por meio da análise da percentagem de recuperação de testemunhos de sondagem com comprimento maior ou igual a 10cm, dividido pelo comprimento total da manobra, conforme equação 2.15.

$$RQD(\%) = 100 \times \frac{\text{comprimento dos pedaços} > 10\text{cm}}{\text{comprimento da manobra}} \quad (2.15)$$

(c) Espaçamento das descontinuidades

A nota máxima para este parâmetro é 30 pontos e é avaliado a partir do testemunho de sondagem, conforme mostra o terceiro parâmetro da Tabela 2.2. O termo junta é utilizado para qualquer descontinuidade natural (falhas, fraturas, acamamentos, foliações e quaisquer outras superfícies de fraqueza) presente nos testemunhos ou nos afloramentos mapeados. Para uma família de fraturas com espaçamentos variados, deve-se calcular a média destes.

(d) Características das descontinuidades

Este parâmetro pode atingir um valor máximo de 25 pontos, está avaliado no terceiro parâmetro da Tabela 2.2. Levam-se em conta a abertura (ou largura), a persistência, a rugosidade, a condição das paredes, a presença e o tipo de material de preenchimento das descontinuidades. É definido para a família de juntas que mais influencia a estabilidade do maciço.

(e) Condições de percolação de água

A maior nota para o parâmetro de percolação de água é 10 pontos, seu peso está descrito no quinto parâmetro da Tabela 2.2. A percolação de água pode ter grande influência no comportamento do maciço. Considera-se a velocidade do fluxo de água ou, a razão entre a pressão de água e a tensão principal maior, ou ainda a observação qualitativa das condições de fluxo na descontinuidade.

A classificação do maciço em análise é, portanto, o resultado da soma das “notas” dadas para cada um dos parâmetros descritos anteriormente. O somatório destes pontos fornece o RMR, cujo valor máximo (se forem somados os valores máximos de cada parâmetro) é 100.

O valor calculado deve ser corrigido de acordo com a direção e com o mergulho da família de descontinuidades dominante no maciço, conforme a Tabela 2.1. Esta tabela auxilia a utilização da Tabela 2.3 para obter a correção B.

Tabela 2.1. – Efeito das juntas na escavação. (modificado - Bieniawsky, 1976)

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

Na Tabela 2.2, são mostrados parâmetros de classificação e seus valores, os ajustes a serem feitos em virtude da orientação das juntas, as classes do maciço determinadas ao final da classificação, o significado de cada uma delas, e a estimativa da coesão.

Tabela 2.2. – Parâmetros de classificação e seus valores. (modificado - Bieniawsky, 1976)

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	<1
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
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		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		

Na Tabela 2.3 são apresentados os pesos de acordo os parâmetros da obra.

Tabela 2.3. – Classificação do maciço. (modificado - Bieniawsky, 1976)

B CORREÇÃO POR DIREÇÃO E ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES						
Direção e orientação do mergulho		Muito Favorável	Favorável	Moderado	Desfav.	Muito Desf.
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60
C DETERMINAÇÃO DAS CLASSES DO MACIÇO ROCHOSO EM FUNÇÃO DO PESO TOTAL						
Peso		100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	<21
Número da classe		I	II	III	IV	V
Descrição		Excelente	Bom	Regular	Ruim	Péssimo
D COMPORTAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO POR CLASSE						
Número da classe		I	II	III	IV	V
Tempo / tamanho do vão		20 anos / 15 m	1 ano / 10 m	1 semana / 5 m	10 h / 2,5 m	30 min / 1 m
Coesão do maciço rochoso (kPa)		>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)		>45	35-45	25-35	15-25	<15

A Tabela 2.4 apresenta os suportes indicados de acordo com a classe definida.

Tabela 2.4. – Classificação e suporte do maciço. (modificado - Bieniawsky, 1976)

Classe	Método de escavação	Tirantes	Concreto projetado	Cambotas metálicas
I Excelente RMR: 81-100	Face completa, avanço de 3 m.	Geralmente não precisa suporte exceto tirantes localizados curtos.		
II Bom RMR: 61-80	Face completa, avanço de 1 a 1,5 m, e suporte pronto a 20 m da face.	Tirantes 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 Regular RMR: 41-60	Frente de escavação em bancadas, avanço de 1,5 a 3 m na calota, instalação do suporte após cada escavação a fogo, e 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 Ruim RMR: 21-41	Frente de escavações em camadas, avanço 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 Péssimo RMR: < 20	Múltiplas frentes, avanço da calota de 0,5 a 1,5 m, instalação do suporte paralelo com a escavação, e concreto projetado logo que possível após a escavação fogo.	Tirantes espaçados 1 a 1,5 m, de 5 a 6 m de comprimento teto e paredes com malha de aço, e arco invertido atirantado.	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, e arco invertido.

2.5.2 Sistema de classificação geomecânica Q

Barton et al. (1974) propôs o índice de Qualidade Q (Tunnelling Quality Index) para a determinação das características do maciço rochoso e o suporte de túnel requerido. O valor do índice Q varia numa faixa logarítmica de 0,001 até 1000 e é definido pela equação 2.16.

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right) \quad (2.16)$$

onde,

Jn Índice de influência do número de famílias das descontinuidades;

Jr Índice de influência da rugosidade das paredes das descontinuidades;

Ja Índice de influência da alteração das paredes das descontinuidades;

Jw Índice de influência da ação da água subterrânea;

SRF Índice de influência do estado de tensões no maciço (Stress Reduction Factor).

Explicando o significado das três parcelas do índice Q, tem-se alguns comentários de Barton et al. (1974):

- A primeira parcela (RQD/J_n) representa a estrutura do maciço rochoso, que é uma medida grosseira do tamanho dos blocos do maciço
- A segunda parcela (J_r/J_a) representa a rugosidade e características de atrito das paredes das descontinuidades. Esta parcela é computada a favor da resistência, como descontinuidades não alteradas e em contato direto. Deve-se esperar que esta superfície vá se dilatar fortemente quando cisalhada, e por esta razão deve ser favorável à estabilidade do túnel
- A terceira parcela (J_w/SRF) é formada por dois parâmetros de agentes externos (água e tensões). O índice SRF é a medida de: i) perda da capacidade de resistência no caso de escavações através de zonas de cisalhamento e maciços rochosos moles; ii) tensões em maciço rochoso competente; e iii) efeito de expansão lateral ("squeezing") no caso de maciço rochoso plástico incompetente. Este parâmetro pode ser considerado como um parâmetro das tensões totais do maciço rochoso. O índice de influência da ação da água subterrânea J_w é uma medida da pressão de água, que apresenta um efeito prejudicial na resistência ao cisalhamento das descontinuidades, pela redução na resistência efetiva da tensão normal. Assim, a parcela (J_w/SRF) é um fator empírico que descreve de certa forma a tensão ativa.

Em Hoek (1995), são apresentadas as tabelas para ponderação dos diferentes parâmetros, utilizados na obtenção do índice de qualidade Q. A Tabela 2.5 classifica o maciço rochoso em função do valor obtido para o índice Q.

Tabela 2.5. - Classes de maciços rochosos em função de Q (modificado - Barton, 1974)

Padrão Geomecânico do Maciço	Valores de Q
Péssimo	< 0,01
Extremamente ruim	0,01 - 0,1
Muito ruim	0,1 - 1,0
Ruim	1,0 - 4,0
Regular	4,0 - 10,0
Bom	10,0 - 40,0
Muito bom	40,0 - 100,0
Ótimo	100,0 - 400,0
Excelente	> 400,0

Depois de sido feita a classificação geomecânica do maciço rochoso, deve-se buscar a solução de engenharia. Com o objetivo de encontrar uma relação entre o índice Q, a estabilidade e o sistema de suporte requerido, Barton et al. (1974) definiram um parâmetro adicional que chamou de Dimensão Equivalente (D_e) da escavação. Este valor é calculado dividindo a dimensão da escavação, (o diâmetro ou a altura das paredes da escavação) pelo ESR, que significa índice de Suporte da Escavação (ESR Excavation Suport Ratio), conforme equação 2.17.

$$D_e = [\text{Dimensão da escavação, diâmetro ou altura (m)}] / (\text{ESR}) \quad (2.17)$$

O valor de ESR está relacionado com o uso da escavação e o grau de segurança necessário no sistema de suporte para manter a estabilidade. Barton et al. (1974) sugeriram os seguintes valores de ESR, conforme mostrados na Tabela 2.6.

A dimensão equivalente, D_e , plotada junto com o valor de Q, é utilizada para determinar o número das categorias de suporte necessárias (BARTON ET AL., 1974), o que foi atualizado por Grimstad e Barton (1993), refletindo o uso crescente do reforço de fibra de aço em concreto projetado como suporte para escavações subterrâneas. A Figura 2.11 mostra esta relação. Como pode ser visto, para um valor de D_e de 9,4 m e um índice Q de 4,5 tem-se uma categoria da escavação de 4, que requer um sistema de tirantes espaçados em 2,3 m e concreto projetado com espessura de 40 a 50 mm.

Tabela 2.6. - Índice de suporte de escavação (ESR) apropriado para vários tipos de escavações subterrâneas. (modificado - Barton 1974)

TIPO DE ESCAVAÇÃO		ESR	Casos
A	Escavações em minas temporárias	3-5	2
B	Túneis verticais (poços): <ul style="list-style-type: none"> • seção circular • seção retangular ou quadrada 	2,5 2,0	
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	1,3	25
E	Usinas hidrelétricas, grandes auto pistas e linhas ferroviárias subterrâneas, cavernas de segurança, portais, interseções.	1,0	73
F	Estações nucleares subterrâneas, estações ferroviárias subterrâneas, fábricas.	0,8	2

O comprimento L do tirante pode ser estimado pelo vão da escavação B e o Índice de Suporte da Escavação (ESR), conforme equação 2.18, proposta por Barton et al. (1974).

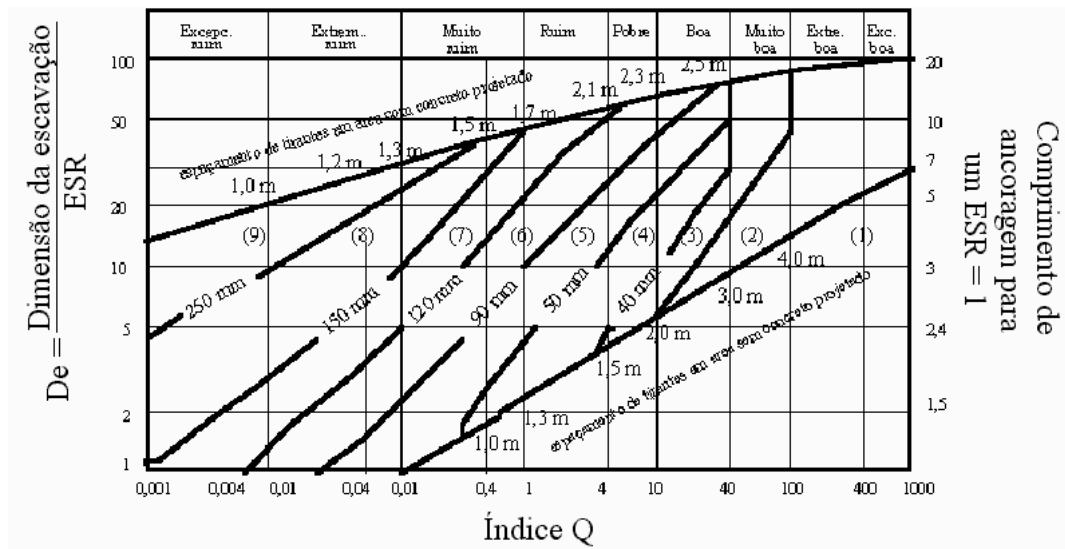
$$L = \frac{2 + 0,15B}{ESR} \quad (2.18)$$

O máximo vão auto-sustentável é estimado pela equação 2.19.

$$\text{Máximo vão auto-sustentável} = 2ESRQ^{0.4} \quad (2.19)$$

Baseados em casos registrados, Grimstad e Barton (1993) sugerem uma relação entre o valor de Q e a pressão permanente de suporte no teto do túnel conforme equação 2.20.

$$P_{\text{roof}} = \frac{2\sqrt{JnQ^{-1/3}}}{3Jr} \quad (2.20)$$



(1)	Sem suporte	(6)	Concreto projetado reforçado com fibra de aço, de espessura de 90-120 mm, e com tirantes
(2)	Tirantes curtos localizados	(7)	
(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 40-100 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

Figura 2.11. – Escolha do tipo de suporte segundo o sistema Q para classificação dos maciços rochosos (modificado - Grimstad & Barton, 1993).

2.5.3 Sistema GSI

Hoek (1995) definiu o índice de resistência geológica, ou simplesmente índice GSI, que de fato é uma fusão dos sistemas RMR e Q, para fins de obtenção de parâmetros geomecânicos de maciços rochosos. Os sistemas RMR e Q visam recomendar soluções para problemas de engenharia, por exemplo o suporte necessário para um túnel, escavado num maciço rochoso a certa profundidade. Já o GSI visa apenas os parâmetros do maciço rochoso. Assim, Hoek sugere que os índices RMR e Q sejam corrigidos eliminando os parâmetros que incorporam agentes externos à qualidade do maciço rochoso.

Para o cálculo de GSI padronizou-se o uso do RMR, versão 1976, ou o RMR de 1989 menos 5 pontos. O índice GSI é calculado em função de RMR, mas considerando o maciço seco e não fazendo a correção devido a orientação da descontinuidade, já que pressão de água e orientação de descontinuidade são considerados no projeto, e portanto não devem afetar os parâmetros do maciço. Assim para $RMR_{76} > 18$ ou $RMR_{89} > 23$, tem-se as equações 2.21 e 2.22.

$$GSI = RMR_{76} \quad (2.21)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (2.22)$$

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 de Barton não se considerará SRF nem o efeito da água subterrânea J_w na determinação do critério de ruptura, já que estes fatores são considerados no projeto. Então o valor modificado de Barton será dado pela equação 2.23.

$$Q' = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \quad (2.23)$$

A seguir o valor de GSI determinado pela equação 2.24.

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (2.24)$$

Existe uma versão mais atualizada do sistema GSI (HOEK, 2006), que volta para uma metodologia qualitativa onde são fornecidas faixas de valores de GSI. Porém que fogem do objetivo deste trabalho.

2.6 CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

O mais simples critério de ruptura para materiais granulares foi proposto por Coulomb em 1773, que sugeriu que a resistência ao cisalhamento é composta de duas parcelas: a coesão e o atrito do material.

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 equação 2.25 e Figura 2.12.

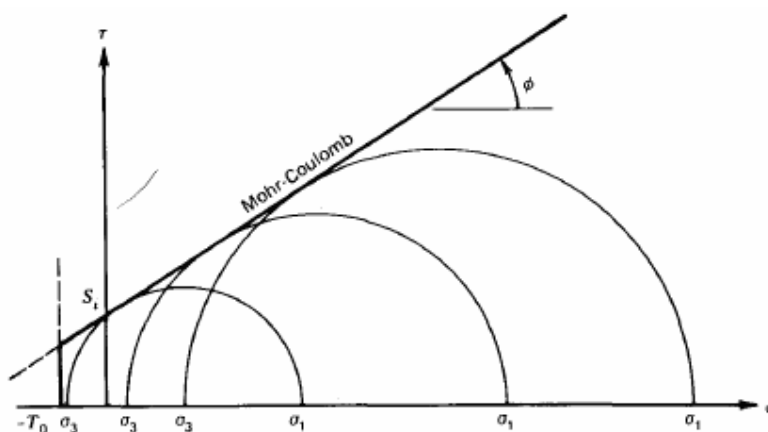


Figura 2.12. – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Goodman, 1989)

$$\tau_p = c + \sigma \times \text{tg} \phi \quad (2.25)$$

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 2.26, apresenta o critério de Mohr-Coulomb em termos de tensão principal maior e menor.

$$\sigma_1' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3' \quad (2.26)$$

Segundo a equação 2.7, a ruptura, por cisalhamento do material amostrado, ocorre quando a tensão cisalhante aplicada, subtraída do ângulo de atrito interno multiplicado pela tensão normal no plano de ruptura, torna-se igual à constante do material S_i . Já que não é razoável admitir uma resistência à fricção (ângulo de atrito interno) na presença de tensão normal de tração, essa equação perde sua validade física para tensão normal de tração. O critério de Mohr-Coulomb apresenta algumas desvantagens, pois implica ruptura por cisalhamento em uma única direção, extrapola a envoltória de ruptura na região de tração.

2.7 CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK-BROWN

Com base em resultados experimentais de uma série de ensaios sobre rochas, Hoek e Brown (2006), propuseram uma função potência para a condição de ruptura, que também podem ser aplicadas a rochas anisotrópicas e fraturadas. No espaço das tensões principais efetivas, esta condição, conhecida como critério de Hoek e Brown original, é expressa pela equação 2.29.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.29)$$

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 - são constantes que dependem das características do maciço rochoso.

Dentre os critérios de ruptura disponíveis, o de Hoek e Brown é o único que leva em consideração a resistência da rocha intacta e do maciço rochoso (através das constantes m , s , a , σ_{ci}). A Figura 2.13, apresenta graficamente o critério de Hoek e Brown.

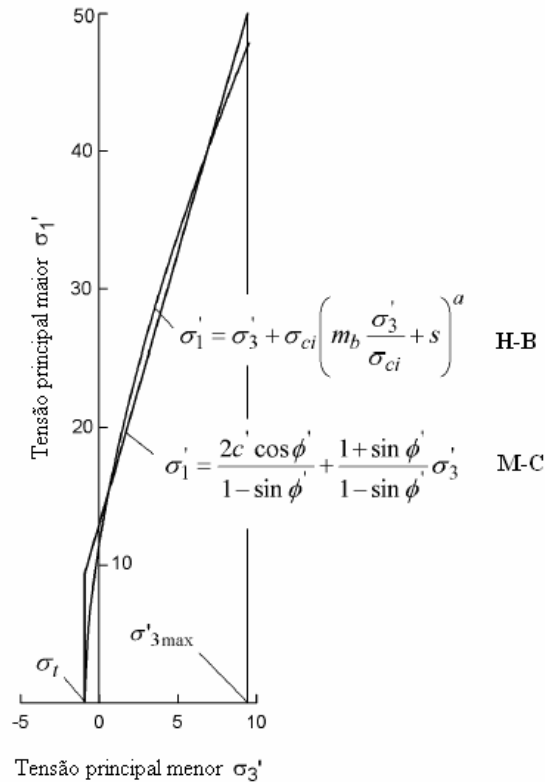


Figura 2.13. – Representação gráfica do critério de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown (modificado - Hoek, 2006).

O critério de Hoek e Brown, expresso de forma adimensional, pode ser representado pela equação 2.30.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s} \quad (2.30)$$

O critério fornece bons resultados para determinados tipos de rochas frágeis, como gnaisses, anfibolitos, doleritos, gabros, granitos, noritos e quartzodioritos. Maior dispersão é observada na previsão da ruptura, com este critério, rochas dúcteis, como calcários e argilitos (Hoek, 2006).

Em função dos valores de GSI, Hoek (1995) apresenta correlações para estimar parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço rochoso. Para o cálculo das constantes m_b , a , e s , para os casos em que não são pré-determinados, se utiliza os sistemas de classificação RMR de Bieniawski (1976) e o sistema Q de Barton (1974), para aplicar o GSI utiliza-se a relação m_b/m_i com GSI, conforme equação 2.31, onde m_i é uma constante da rocha intacta, que pode ser definida por ensaios nesta mesma rocha ou estimada.

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left[\frac{GSI - 100}{28}\right] \quad (2.31)$$

A relação das constantes s e a em relação a GSI são dadas pelas equações 2.32 e 2.33.

- para $GSI > 25$ (maciço rochoso não alterado) e $a = 0,5$

$$s = \exp\left[\frac{GSI - 100}{9}\right] \quad (2.32)$$

- para $GSI < 25$ (maciço rochoso alterado) e $s = 0$

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (2.33)$$

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ESCAVAÇÕES EM ROCHA

3.1 TENSÕES EM MACIÇO ROCHOSO

Os maciços rochosos estão naturalmente submetidos a tensões virgens, denominadas tensões naturais (AMADEI E STEPHANSSON, 1997). O conceito de tensão utilizado em mecânica das rochas é baseado na formulação de Cauchy e generalizada de St. Venant na França durante o século XIX (TIMOSHENKO, 1968).

Um elemento infinito decimal está submetido a três componentes de tensões normais σ_x , σ_y , σ_z e seis tensões cisalhantes τ_{xy} , τ_{yx} , τ_{xz} , τ_{zx} , τ_{yz} , τ_{zy} . Aplicando as componentes as equações de equilíbrio de momento tem-se que $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ e $\tau_{yz} = \tau_{zy}$. Resulta então em três tensões normais e três tensões cisalhantes que definem o estado de tensões de um ponto. Alternativamente, o estado de tensões pode ser representado por três tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 , orientadas segundo as coordenadas cartesianas x , y , z e onde as tensões cisalhantes são nulas (Figura 3.1).

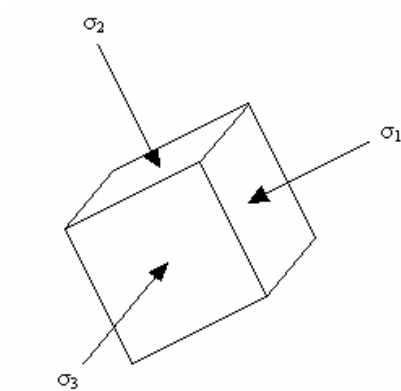


Figura 3.1. – Elemento cúbico com as tensões principais.

Na engenharia civil e de minas, o controle da distribuição das tensões e a magnitude das perturbações nas tensões originais (virgens) causadas por abertura de túneis, minas e

escavações subterrâneas em geral, deve ser monitorada constantemente (HOEK E BROWN, 1980). Concentrações de tensões causadas por escavações mobilizam a resistência local do maciço rochoso, e dependendo dessa redistribuição de esforços pode levar a ruptura. Outra variável importante nas escavações em maciços rochosos são as famílias de fraturas existentes que podem resultar em problemas de estabilidade de blocos.

Em geral, problemas com estabilidade de blocos ocorrem em obras de escavações em profundidades entre 0 e 200 m, a partir desta profundidade e dependendo da litologia do maciço, a variável dominante na estabilidade das escavações não seria mais o número de famílias de fraturas, mas a resistência da rocha intacta (HAIMSON, 1980).

3.2 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO

Ao longo da história, foram desenvolvidos vários métodos de escavação, até o século XIX (Era das Ferrovias) foram denominados métodos clássicos para abertura de túneis, dentre os quais se destacam os métodos Alemão, Belga, Austríaco Clássico, Inglês etc. Estes métodos fixavam uma seqüência de escavação e instalação do suporte, em função das condições geológicas. Foram desenvolvidos a partir de experiências anteriores, adaptando-se às condições locais do maciço escavado sem, no entanto, avaliar ou preservar sua qualidade.

Na década de 30, Rabcewicz iniciou o desenvolvimento de um novo método de escavação, utilizado pela primeira vez na construção do túnel de Lodano-Mosagno, em 1950. Este método foi denominado NATM - New Austrian Tunnelling Method (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis) e oficializado em 1957. O NATM pode ser considerado como sendo uma filosofia de escavação, pois, ao contrário dos métodos anteriores, não fixa qualquer seqüência para a abertura da cavidade ou instalação de suporte. Os princípios básicos nos quais se baseia o NATM são denominados princípios modernos de túneis.

3.3 NATM

O método NATM se baseia no alívio de tensões produzidas pela escavação, sendo que os valores das deformações e das tensões são rigorosamente medidos e controlados de acordo com as necessidades (RABCEWICZ, 1964).

A técnica de execução de túneis NATM, determina que o maciço não seja mais visto apenas como elemento de carga, mas sim trabalha em conjunto com o sistema estrutural de suporte para a estabilização da cavidade. O método NATM fundamenta-se em três princípios básicos:

- O maciço é visto como principal elemento estrutural;
- A complementação, quando necessária, da estrutura de sustentação deve ser executada através da instalação de um sistema de suporte otimizado;
- Deve-se promover a instrumentação do túnel.

O desenvolvimento das tensões gerado em volta da escavação é mostrado na Figura 3.3.

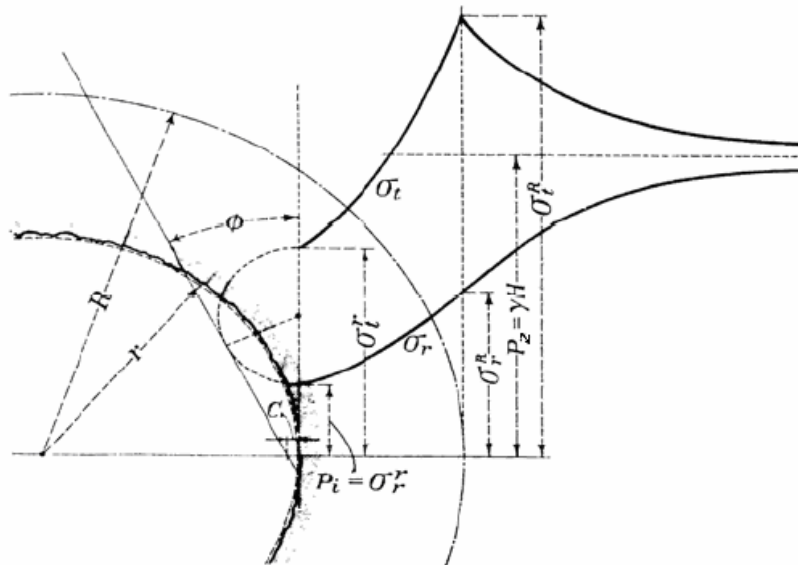


Figura 3.3. –Tensões devido à escavação (modificado Rabcewicz, 1964).

Na Figura 3.4 é apresentada a curva de convergência do maciço, no trecho hachurado do gráfico, o volume de vazios atinge a fase prejudicial, onde aparecem as fissuras e fraturas, e o maciço perde sua competência de absorção de tensões cisalhantes e de compressão. Para um suporte P_i ilustrado na curva como numero “1”, a curva de convergência do maciço é interceptada em A, estabelecendo o equilíbrio da estrutura para o suporte P_i .

São deduzidas as equações de tensão e deformação após ocorrer a escavação. É importante ressaltar que as deformações e deslocamentos iniciais devidos às tensões naturais já ocorreram ao longo do tempo geológico, sendo que somente os deslocamentos induzidos serão verificados num túnel real. Aplicando a teoria da elasticidade e trabalhando em coordenadas polares se obtêm as seguintes equações para o estado após a escavação:

- Tensões após escavação ou totais

$$\sigma_r = \frac{P_z}{2} [(1+K)(1-\alpha^2) + (1-K)(1+3\alpha^4 - 4\alpha^2)\cos(2\theta)] \quad (3.1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{P_z}{2} [(1+K)(1+\alpha^2) - (1-K)(1+3\alpha^4)\cos(2\theta)] \quad (3.2)$$

$$\tau = \frac{P_z}{2} [(1-K)(1-3\alpha^4 + 2\alpha^2)\text{sen}(2\theta)] \quad (3.3)$$

-Deformações e deslocamentos induzidos pela escavação

$$\Delta\epsilon_r = \frac{P_z}{4G} [(1+K)(-\alpha^2) + (1-K)(-4\alpha^2 + 3\alpha^4 + 4\nu\alpha^2)\cos(2\theta)] \quad (3.4)$$

$$\Delta u_r = \frac{P_z r}{4G} [(1+K)\alpha^2 + (1-K)(4\alpha^2 - \alpha^4 - 4\nu\alpha^2)\cos(2\theta)] \quad (3.5)$$

onde,

σ_r :tensão radial;

σ_θ :tensão tangencial;

τ :tensão de cisalhamento;

$\Delta\epsilon_r$:deformações induzidas pela escavação;

Δu_r :deslocamento induzido pela escavação;

K :relação entre tensão horizontal e vertical K_0 ;

$\alpha = a/r$:relação entre raio do túnel e a distância de um elemento na direção radial da abertura, relação ao centro da mesma;

G :modulo cisalhante;

P_z :peso específico do maciço vezes a profundidade ou componente vertical de tensão;

θ :ângulo formado entre a parede da escavação e o elemento estudado;

ν :coeficiente de poisson.

3.5 SOLUÇÃO ELASTO-PLÁSTICA DE MOHR-COULOMB

O critério de Mohr-Coulomb em termos das tensões principais está representado pela Figura 3.5.

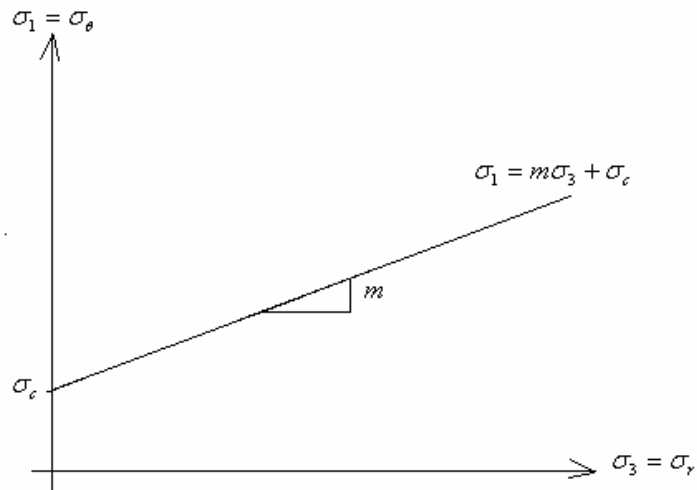


Figura 3.5. – Envoltória de ruptura linear de Mohr-Coulomb.

Reescrevendo esta envoltória em termos de coordenadas polares, e para a zona plástica tem-se a equação 3.6.

$$\sigma_{\theta} = m\sigma_r + s\sigma_c \quad (3.6)$$

onde,

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (3.7)$$

$$m = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (3.8)$$

tem-se,

ϕ :ângulo de atrito;

c :coesão;

σ_c :resistência à compressão uniaxial simples;

m :parâmetro que denota inclinação da envoltória de resistência;

s :denota comportamento dúctil ou se ocorre queda na resistência de pico.

Considerando que o maciço circunvizinho à escavação possa ser dividido em duas áreas de comportamento, uma elástica e outra plástica, conforme Figura 3.6, de modo que:

- Para $R < r < \infty$ se define a ocorrência da zona elástica;
- Para $a < r < R$ se define a ocorrência da zona plástica.

As equações de tensão para $K_0=1$ (solução do cilindro de paredes espessas para o raio externo tendendo a infinito) são a 3.9 e 3.10.

$$\sigma_r = p_0 - (p_0 - p_s) \frac{a^2}{r^2} \quad (3.9)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + (p_0 - p_s) \frac{a^2}{r^2} \quad (3.10)$$

onde,

p_0 :carregamento hidrostático do maciço;

p_s :pressão do suporte.

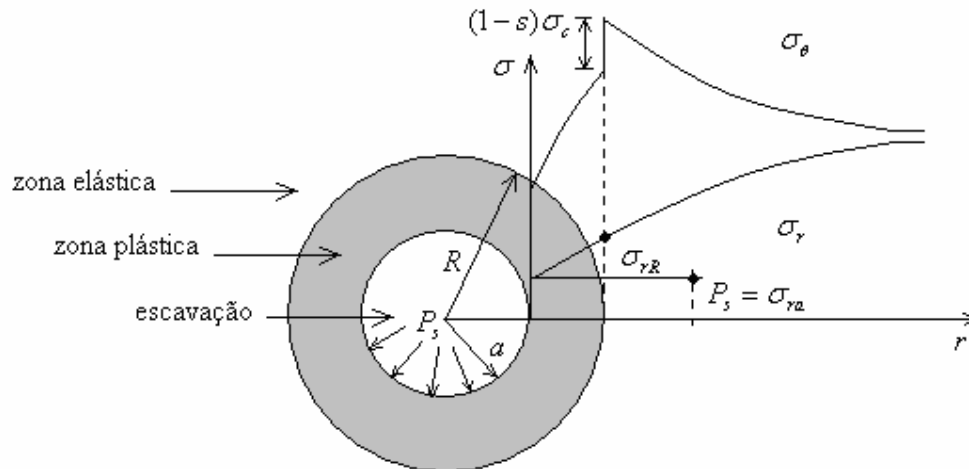


Figura 3.6. – Zonas de comportamento elastoplástico e distribuição de tensões pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Considerando um carregamento axissimétrico as equações de equilíbrio para coordenadas polares serão:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3.11)$$

$$\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} = 0 \quad (3.12)$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \quad (3.13)$$

Portanto da equação 3.11 tem-se a equação 3.14.

$$r \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} = \sigma_\theta - \sigma_r \quad (3.14)$$

Substituindo a equação 3.6 na equação 3.14, determina-se a equação da tensão principal σ_r na zona plástica:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} = [(m-1)\sigma_r + s\sigma_c] \frac{1}{r} \quad (3.15)$$

Separando as variáveis tem-se a equação 3.16.

$$\frac{\partial \sigma_r}{[(m-1)\sigma_r + s\sigma_c]} = \frac{\partial r}{r} \quad (3.16)$$

Integrando a expressão acima (PAVONI E PORTUGAL 1993), tem-se a equação 3.17.

$$\frac{1}{(m-1)} \ln[\sigma_r (m-1) + s\sigma_c] = \ln r^{(m-1)} + C_1 (m-1) \quad (3.17)$$

Da equação 3.17, modificando para obtenção da tensão radial na zona plástica tem-se a equação 3.18.

$$\sigma_r = \frac{1}{r^{(1-m)}} \left[s\sigma_c \frac{r^{(m-1)}}{(m-1)} + C_2 \right] \quad (3.18)$$

Para determinar o valor da constante de integração da equação 3.18, considera-se as seguintes condições de contorno características da zona plástica:

$$\sigma_{ra} = p_s = (1 - \lambda_s) p_0 \quad (3.19)$$

$$\sigma_{rR} = (1 - \lambda_e) p_0 \quad (3.20)$$

onde,

σ_{ra} :tensão principal na direção radial quando r é igual ao raio da abertura (a);

σ_{rR} :tensão principal na direção radial quando r é igual ao raio que delimita a zona plástica (R);

p_s :pressão de suporte;

p_0 :pressão atuante sobre o maciço antes da escavação ($K_0=1$);

λ_s :número que relaciona p_s e p_0 ($0 \leq \lambda_s \leq 1$);

λ_e :número que relaciona a tensão radial no limite entre as zonas elástica e plástica (σ_{rR}) com a pressão atuante no maciço antes da escavação (p_0);

Aplicando as condições de contorno definida pelas equações 3.19 e 3.20 tem-se a equação 3.21.

$$C_2 = \left[(1 - \lambda_s) p_0 - \frac{s\sigma_c}{1-m} \right] a^{(1-m)} \quad (3.21)$$

Substituindo-se a constante nas equações respectivas obtém-se à expressão final para σ_r dentro da zona plástica, válida para uma abertura circular profunda (PAVONI E PORTUGAL, 1993), tem-se as equações 3.22 e 3.23.

$$\sigma_r = \left\{ \frac{s\sigma_c}{1-m} \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^{(1-m)} \right] + (1 - \lambda_e) P_0 \left(\frac{a}{r} \right)^{(1-m)} \right\} \quad (3.22)$$

$$\sigma_\theta = \left\{ \frac{s\sigma_c}{1-m} \left[1 - \left(\frac{a}{r} \right)^{(1-m)} \right] + m(1 - \lambda_e) P_0 \left(\frac{a}{r} \right)^{(1-m)} \right\} \quad (3.23)$$

A extensão da zona plástica, raio R , pode ser obtida sabendo-se que a tensão radial σ_r é contínua no limite entre as zonas elástica e plástica. Substituindo-se a equação 3.22 com $r = R$ na equação 3.23 tem-se:

$$\sigma_{rR}(\text{elástica}) = \sigma_{rR}(\text{plástico}) \quad (3.24)$$

$$(1 - \lambda_e)P_0 = \left\{ \frac{s\sigma_c}{1-m} \left[1 - \left(\frac{a}{R} \right)^{(1-m)} \right] + (1 - \lambda_s)P_0 \left(\frac{a}{R} \right)^{(1-m)} \right\} \quad (3.25)$$

Para o critério de Mohr-Coulomb o raio plástico será:

$$R = a \left[\frac{(m-1)(1-\lambda_e)P_0 + s\sigma_c}{(m-1)(1-\lambda_s)P_0 + s\sigma_c} \right]^{\frac{1}{m-1}} \quad (3.26)$$

onde,

$$\lambda_e = \frac{1}{1+m} \left(m - 1 + \frac{\sigma_c}{P_0} \right) \quad (3.27)$$

$$P_s = (1 - \lambda_s)P_0 \quad (3.28)$$

Para o caso de não aplicar pressão de suporte tem-se que $\lambda_s = 1$ e $P_s = 0$.

3.6 SOLUÇÃO ELASTO-PLÁSTICA DE HOEK E BROWN

Considerando uma envoltória de ruptura não-linear de Hoek e Brown, como é o caso mais comum para maciços rochosos, obtém-se um conjunto de equações similares às do critério de Mohr-Coulomb. Aplicando os mesmos passos anteriores para o caso de critério de ruptura não linear de Hoek e Brown (1980) tem-se:

$$\sigma_r = \left(\frac{\bar{m}_r \sigma_c}{4} \right) \left[\ln \left(\frac{r}{a} \right) \right]^2 + \ln \left(\frac{r}{a} \right) \left(\bar{m}_r \sigma_c P_s + \bar{s}_r \sigma_c^2 \right)^{1/2} + P_s \quad (3.29)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \left(\bar{m}_r \sigma_c \sigma_r + \bar{s}_r \sigma_c^2 \right)^{1/2} \quad (3.30)$$

Onde \bar{m}_r e \bar{s}_r são os parâmetros de ajuste para a resistência residual do critério de ruptura não linear de Hoek e Brown.

O raio plástico será dado pela equação 3.31.

$$R = ae^{N - \left(\frac{2}{m_r \sigma_c}\right) (\bar{m}_r \sigma_c p_s + \bar{s}_r \sigma_c^2)^{1/2}} \quad (3.31)$$

onde,

$$N = \left(\frac{2}{m_r \sigma_c}\right) + (\bar{m}_r \sigma_c p_0 + \bar{s}_r \sigma_c^2 - \bar{m}_r \sigma_c^2 M)^{1/2} \quad (3.32)$$

$$M = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\bar{m}_r}{4}\right)^2 + \frac{\bar{m}_r p_0}{\sigma_c} + \bar{s} \right]^{1/2} - \left(\frac{\bar{m}_r}{8}\right) \quad (3.33)$$

$$\lambda_e = \frac{M \sigma_c}{p_0} \quad (3.34)$$

Para a zona elástica de $r > R$ as tensões σ_r e σ_θ serão calculadas pelas fórmulas para cilindro de paredes espessas (equações 3.9 e 3.10) substituindo o p_s pelo valor de σ_{rR} e o raio a será tomado igual a R . A dedução das deformações é apresentada em detalhe por Hoek e Brown (1980).

3.7 SISTEMAS DE SUPORTE

No item 3.4 deste Capítulo foi mostrado o desenvolvimento da curva de convergência do maciço, onde o ponto de equilíbrio da estrutura é alcançado através de dois métodos principais de estabilização: Suporte Interno ou Reforço do Maciço e Suporte Externo ou Suporte do Maciço.

Durante o processo de escavação três efeitos primários podem ocorrer no maciço: deslocamentos ou ruptura da rocha, rotação das tensões principais e fluxo de água. (HUDSON E HARRISON, 1997).

Com o objetivo de evitar a ruptura da superfície escavada, duas filosofias são adotadas na estabilização do maciço:

- a) os deslocamentos ocorrem por o maciço de rocha ser descontínuo, então o maciço deve ser reforçado de modo que se comporte como um meio contínuo;
- b) elementos de sustentação são introduzidos na escavação com objetivo de manter as deformações em níveis toleráveis de segurança.

A Figura 3.7 apresenta um esquema básico dos tipos de suporte, suas aplicações e materiais constituintes.

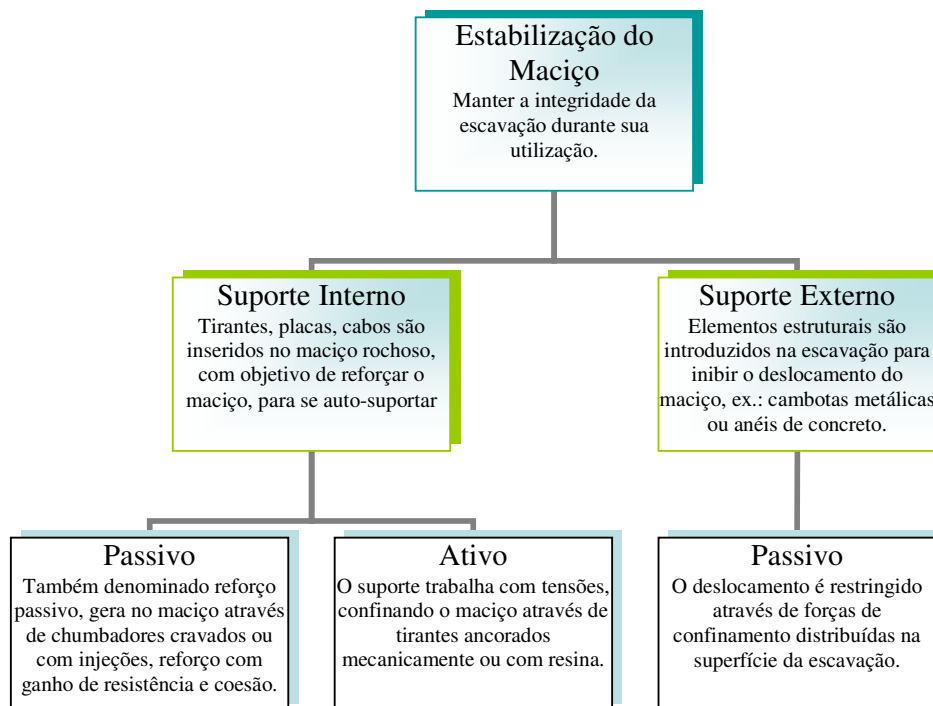


Figura 3.7. – Esquema dos tipos de suporte (modificado – Hudson e Harrison, 1997).

3.8 MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS EXPLÍCITO (FLAC)

A técnica de solução é explícita, a qual é normalmente utilizada por diferenças finitas, porque é relativamente eficiente regenerar as equações diferenciais em cada passo. Por outro lado os métodos implícitos aplicam soluções com matrizes de rigidez globais muito grandes. Embora se queira resultados estáticos para um problema, o FLAC inclui equações de movimento dinâmico na sua formulação, a qual assegura a estabilidade numérica enquanto o equilíbrio mecânico está instável.

O programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), utilizado na simulação numérica das escavações, pode simular o comportamento do maciço rochoso em termos de tensões e deformações submetido a diferentes modelos de suporte. Na Figura 3.8 é apresentado o ciclo de cálculo básico do programa FLAC.

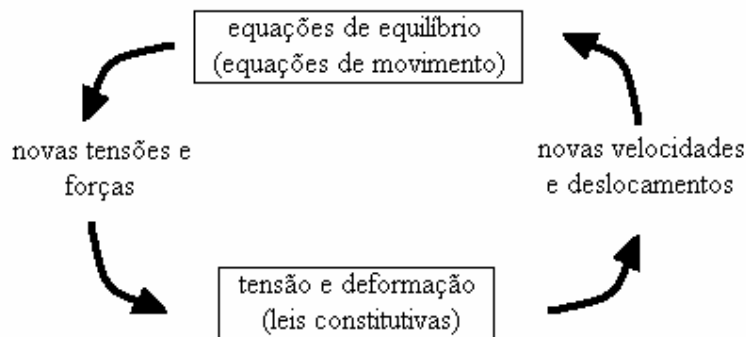


Figura 3.8. – Ciclo de cálculo do FLAC (modificado – ITASCA, 1995)

(a) Equações de movimento

Aplicando as equações de movimento de Newton tem-se a equação 3.35.

$$F = \frac{d\dot{u}}{dt}m \quad (3.35)$$

onde,

m :massa;

$\frac{d\dot{u}}{dt}$:aceleração;

F :força.

Para estar em equilíbrio o somatório de forças deve ser igual a zero. Para a análise de um corpo sólido e contínuo a equação generalizada será:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \partial \frac{\sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.36)$$

onde,

ρ :densidade;

t :tempo;

x_j :vetor coordenada;

g_i :aceleração da gravidade;

σ_{ij} :componente do tensor de tensões;

i,j :componentes cartesianas.

(b) Leis constitutivas

Na lei constitutiva ou relação tensão-deformação, o primeiro incremento de deformação é deduzido do gradiente de velocidades (ITASCA, 1995) como:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.37)$$

onde,

\dot{e}_{ij} : taxa de variação do tensor deformação;

\dot{u}_i : vetor velocidade.

Em situações onde o meio é elástico e isotrópico a equação da lei constitutiva será:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + \left\{ \delta_{ij} \left(K - \frac{2}{3} G \right) \dot{e}_{kk} + 2G \dot{e}_{ij} \right\} \Delta t \quad (3.38)$$

onde,

δ_{ij} : delta de Kronecker;

Δt : incremento de tempo;

G, K : módulo de rigidez cisalhante e deformação volumétrica.

(c) Condições de contorno

Nas condições de contorno podem-se aplicar deslocamentos nos contornos em termos de velocidades (prescritas) a pontos específicos da malha. Nestes pontos se aplica a equação 3.39.

$$F_i = \sigma_{ij}^b n_j \Delta s \quad (3.39)$$

onde,

n_i : vetor unitário externo do seguimento de contorno;

Δs : comprimento do segmento de contorno;

σ_{ij}^b : tensão atuante;

F_i : força acrescentada à $\sum F$ para o nó.

(d) Formulação numérica

O meio a modelar é dividido em quadriláteros, os quais por sua vez estão subdivididos em dois grupos de pares de triângulos (Figura 3.9). Os quatro sub-elementos são a,b,c e d, logo para um estado de deformação plana, cada quadrilátero terá 16 componentes de tensão (4 vezes $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}$).

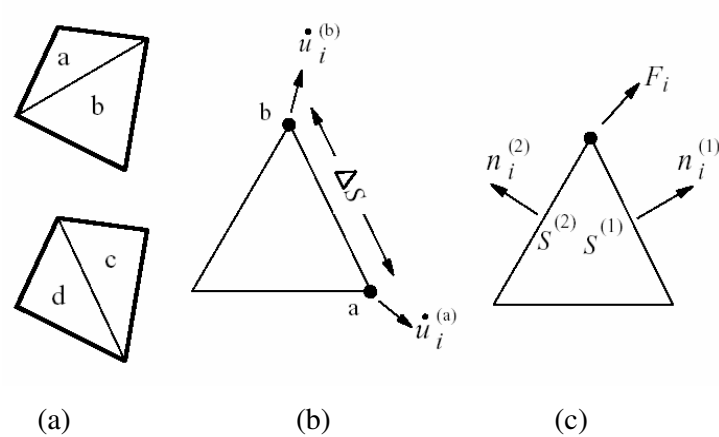


Figura 3.9. – Elementos de diferenças finitas: (a) elementos quadriláteros sobrepostos; (b) elemento triângulo típico com vetores de velocidade; (c) vetor de força nodal. (modificado – ITASCA, 1995)

O vetor força de cada nó será a média dos dois vetores força dos quadriláteros sobrepostos. Se um deles estiver formado por triângulos de áreas muito diferenciadas, só se considera o quadrilátero com áreas razoavelmente parecidas, e quando os dois quadriláteros forem muito distorcidos, será dada uma mensagem de erro.

(e) Equações de diferenças finitas

Pelo teorema da divergência de Gauss a derivada da equação diferencial para o triângulo é dada pela equação 3.40.

$$\int_S n_i f ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (3.40)$$

onde,

\int_S :integral de contorno de uma superfície fechada;

n_i :vetor unitário normal à superfície S ;

f :é o escalar, vetor ou tensor;

x_i :vetor posição;

ds :incremento de comprimento de arco;

\int_A :integral de área sobre a superfície A .

Define-se o gradiente médio de f sobre a área A como:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (3.41)$$

Substituindo-se a equação 3.40 em 3.41, tem-se que:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \int_S n_i f ds \quad (3.42)$$

Para um elemento sub-triangular da equação anterior tem-se que:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \sum_S \langle f \rangle n_i \Delta s \quad (3.43)$$

onde,

Δs :comprimento de um lado do triângulo;

\sum_S :somatória sobre os três lados do triângulo;

$\langle f \rangle$:valor da variável sobre o lado.

(f) Deformações e incrementos de deformação

Com a equação 3.43, calcula-se o incremento de deformação $\dot{\epsilon}_{ij}$, representados como velocidades nodais por zona e função f , representa a média dos vetores velocidade de cada lado:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \cong \frac{1}{2A} \sum_s (\dot{u}_i^{(a)} + \dot{u}_i^{(b)}) n_j \Delta s \quad (3.44)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.45)$$

onde,

(a) e (b): notações para nós consecutivos do contorno do triângulo.

A equação 3.43 é igual a integral se a variação das velocidades entre os nós é linear. Com as equações 3.44 e 3.45 se derivam todos os componentes de deformação cisalhante e o segundo invariante de deformação derivatória (Figura 3.10).

A deformação cisalhante máxima será dada por:

$$\gamma = \frac{1}{2} \left((\epsilon_{xx} - \epsilon_{yy})^2 + 4\epsilon_{xy}^2 \right)^{1/2} \quad (3.46)$$

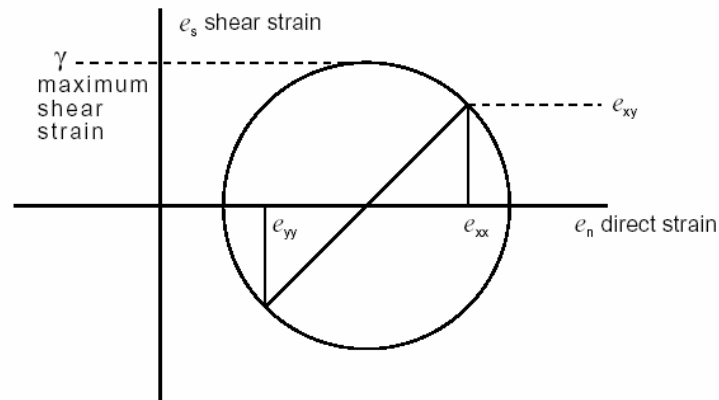


Figura 3.10. – Círculo de Mohr para deformações (ITASCA, 1995).

(g) Discretização mista

Para polígonos com mais de três nós, existe uma combinação de deslocamentos nodais, a qual produz nenhuma deformação que resulta na inexistência de forças de oposição. O efeito consequente são deformações iguais de direção alternada. Este problema leva a condição de malha local incompressível, gerando elementos sobre confinados. Para evitar este problema, as componentes de tensões e deformações isotrópicas são tomadas constantes ao longo de todo o elemento quadrilátero, enquanto que as componentes desviatórias são tomadas separadamente para cada sub-elemento triangular. Este procedimento é conhecido como discretização mista (ITASCA, 1995). O termo discretização mista vem da discretização por separado das partes isotrópica e desviatória dos tensores de tensão e deformação.

A deformação volumétrica é calculada da média do par de triângulos, enquanto que a deformação desviatória se mantém invariável. Os incrementos de deformação nos triângulos a e b da Figura 3.9.(a) são ajustados da seguinte forma, onde m significa média e d significa desviatório:

$$\dot{e}_m = \frac{\dot{e}_{11}^a + \dot{e}_{22}^a + \dot{e}_{11}^b + \dot{e}_{22}^b}{2} \quad (3.47)$$

$$\dot{e}_d^a = \dot{e}_{11}^a - \dot{e}_{22}^a \quad (3.48)$$

$$\dot{e}_d^b = \dot{e}_{11}^b - \dot{e}_{22}^b \quad (3.49)$$

$$\dot{e}_{11}^a = \frac{\dot{e}_m - \dot{e}_d^a}{2} \quad (3.50)$$

$$\dot{e}_{11}^b = \frac{\dot{e}_m - \dot{e}_d^b}{2} \quad (3.51)$$

(h) Tensões a partir de incrementos de deformação

Aplicando as leis constitutivas, o ajuste por rotação e a discretização mista em relação as tensões, deriva-se o novo tensor de tensões como a média de tensões ponderadas pela sua área respectiva como mostrado pela equação 3.52.

$$\sigma_0^{(a)} = \sigma_0^{(b)} = \left[\frac{\sigma_0^{(a)} A^{(a)} + \sigma_0^{(b)} A^{(b)}}{A^{(a)} + A^{(b)}} \right] \quad (3.52)$$

onde,

$\sigma_0^{(a)}$:tensão isotrópica no triângulo (a);

$A^{(a)}$:área do triângulo (a).

Esta equação aplica-se às leis constitutivas com dilatância que produz mudança nas tensões isotrópicas.

(i) Forças nodais

Partindo das tensões calculadas que atuam em cada lado dos triângulos, cada força é tomada como duas forças iguais atuando nos cantos do correspondente lado, logo cada vértice do triângulo têm dois aportes de forças de cada lado que o formam, conforme Figura 3.9.(c).

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} (n_j^{(1)} S^{(1)} + n_j^{(2)} S^{(2)}) \quad (3.53)$$

Como cada quadrilátero é formado por dois grupos de dois triângulos, a força nodal do quadrilátero será calculado como a média dos dois grupos.

(j) Equações de movimento

Em cada nó do contorno do quadrilátero, as forças de todos os quadriláteros circunvizinhos são somados gerando o vetor de forças nodais. Este vetor inclui cargas aplicadas e forças de massa. As forças de gravidade são calculadas conforme a equação 3.54.

$$F_i^{(g)} = g_i m_g \quad (3.54)$$

Onde m_g é a massa gravitacional no nó, que é a soma de 1/3 das massas dos triângulos conectados ao nó.

Se o corpo está em equilíbrio ou em fluxo estacionário (fluxo plástico) a $\sum F_i$ no nó é zero. De outra maneira o nó será acelerado conforme a diferença finita da segunda lei de movimento de Newton, conforme equação 3.55.

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m_g} \quad (3.55)$$

Onde o índice sobrescrito denota o tempo ao qual a correspondente variável é avaliada.

3.9 RELAXAÇÃO DINÂMICA

A relaxação dinâmica é um método de análise estático ou quase estático, que envolve as equações de movimento junto com as leis constitutivas do material. Isto é feito com o objetivo de simular comportamentos de colapso, grandes deformações, fluência, plastificação etc. Ao considerar as equações de movimento numa análise estática, se está aplicando energia cinética ao sistema que na realidade não existe. Para superar este problema são usados métodos de dissipação da energia cinética ou amortecimento (*damping*). Também é necessário escolher um intervalo de tempo (*timestep*) menor que o tempo de propagação da informação física do modelo. Este intervalo de tempo (*timestep*) deverá ser menor que o tempo crítico de cada material.

(a) Amortecimento mecânico (damping)

Para fazer uma análise estática, num método com relaxação dinâmica, as equações de movimento deve se dissipar para satisfazer a solução elástica. No software FLAC, isso significa atingir a condição de estabilidade (equilíbrio estático ou cinemático) numa condição numérica estável e com o mínimo de trabalho computacional. O amortecimento utilizado no método de relaxação dinâmica padrão é proporcional à velocidade (a magnitude da força de amortecimento é proporcional à velocidade dos nós). Isto equivale teoricamente a um amortecedor fixo ao solo em cada ponto nodal. Esse tipo de amortecimento gera três problemas (CUNDAL, 1987):

- O amortecimento introduz forças de massa as quais para um comportamento de fluência estão erradas (influência as formas de ruptura em alguns casos);
- As constantes de proporcionalidade dependem dos auto valores, (*eigenvalues*) os quais são difíceis de calcular, e só de forma aproximada;
- Precisa-se modificar a forma padrão de amortecimento por velocidade, a qual é considerada constante em toda a malha, mas que na realidade existe variação de comportamento no modelo, uma região pode romper e outra ficar estável.

No amortecimento adaptado global tem-se uma força viscosa de amortecimento onde a constante de viscosidade é continuamente ajustada para conseguir que o amortecimento absorva uma energia que seja proporcional a variação da energia cinética do sistema. O ajuste da constante de viscosidade é feito por um método numérico servo-mecânico que mantém a relação conforme a equação 3.56.

$$R = \frac{\sum P}{\sum E_k} \quad (3.56)$$

onde,

P :potência amortecida no nó;

E_k :índice de variação da energia cinética nodal;

\sum :somatória sobre todos os nós.

Esta metodologia não resolve os três problemas, mas no software FLAC se aplica uma força de amortecimento que é proporcional a magnitude da força de desequilíbrio a direção da força é tal que a energia é sempre dissipada (ITASCA, 1995). Este amortecimento apresenta a seguinte relação, para o caso do calculo das velocidades na equação de diferenças finitas tem-se a equação 3.57.

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left\{ \sum F_i^{(t)} - \alpha \left| \sum F_i^{(t)} \right| \operatorname{sgn} \left(\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} \right) \right\} \frac{\Delta t}{m_n} \quad (3.57)$$

onde,

α :constante de viscosidade (0.8 no software FLAC);

m_n :massa imaginária no nó, que garante um intervalo de tempo apropriado.

Este amortecimento é equivalente ao amortecimento local adaptado onde se consegue que (CUNDALL, 1987):

- As forças de massa são desprezíveis em condição estável;
- A constante do amortecimento é adimensional e não depende das condições de contorno;
- A quantidade de amortecimento varia de ponto a ponto, como requerido pelo sistema.

(b) Determinação do tempo dos passos (timestep)

O intervalo de tempo (*timestep*) escolhido deverá ser menor que o tempo crítico de propagação do fenômeno físico. A condição estável para um elemento elástico sólido de lado Δx é dada pela equação 3.58.

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{C_p} \quad (3.58)$$

Onde C_p é a máxima velocidade típica à qual a informação física se propaga. A velocidade de onda C_p é dada pela equação 3.59.

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad (3.59)$$

onde,

K : módulo de compressibilidade volumétrica;

G : módulo de distorção.

Para um elemento com mola e massa a condição de estabilidade é dada pela equação 3.60.

$$\Delta t < 2\sqrt{\frac{m}{K}} \quad (3.60)$$

Onde m é a massa e K a rigidez em um sistema mais geral. O tempo crítico será relacionado ao período do sistema (ITASCA, 1995) T_{\min} :

$$\Delta t < \frac{T_{\min}}{\pi} \quad (3.61)$$

Na equação 3.55 as massas nodais são consideradas fatores de relaxação da equação de movimento e podem ser ajustadas para ótimas velocidades de convergência. As forças de massa reais não são afetadas por esta variação de massa inercial. Para uma zona triangular de área A com a mínima distância de propagação estimada como $A/\Delta x_{\max}$, tem-se a equação 3.62.

$$\Delta t = \frac{A}{C_p \Delta x_{\max}} \quad (3.62)$$

Se $\Delta t = 1$ então:

$$C_p^2 \rho = K + \frac{4G}{3} \quad (3.63)$$

$$\rho = \frac{(K + 4G/3)\Delta x_{\max}^2}{A^2} \quad (3.64)$$

A massa da zona é $mz = \rho A$, logo:

$$mz = \frac{(K + 4G/3)\Delta x_{\max}^2}{A} \quad (3.65)$$

A massa no nó do triângulo (m_{gp}) será 1/3 da massa da zona:

$$m_{gp} = \frac{(K + 4G/3)\Delta x_{\max}^2}{3A} \quad (3.66)$$

E por último a massa de cada nó é a soma de todos os triângulos ligados (m_n):

$$m_n = \sum \frac{(K + 4G/3)\Delta x_{\max}^2}{6A} \quad (3.67)$$

O efeito de elementos estruturais e interfaces é incluído pelo acréscimo de massa equivalente na equação 3.67 e utilizado a equação 3.60 como:

$$m_{strut} = 4k \quad (3.68)$$

Onde k é o termo diagonal correspondente ao nó estrutural. O número quatro considera o maior modo de oscilação possível do sistema de molas e massas ligadas, e não o elemento isolado que terá só um período.

CAPITULO 4

METODOLOGIA DA PESQUISA

Neste Capítulo, é explicitada a campanha de ensaios que foi realizada com material de rocha da UHE de Simplício, e apresentada a metodologia para realização da simulação numérica das escavações no maciço. São descritas também as características dos equipamentos e programas utilizados.

4.1 Características gerais do projeto da UHE Simplício

Na realização dos ensaios de campo e de laboratório, foi muito importante o apoio recebido de Furnas Centrais Elétricas. Todas as amostras de rocha foram extraídas da UHE Simplício. A metodologia de projeto adotada na UHE Simplício, permitirá que a área inundada do reservatório seja bem menor que a área que seria inundada pela tecnologia tradicional. Graças ao sistema de túneis de adução e canais geram uma queda hidráulica total de 110m. No critério eficiência econômica, está reduzindo o custo em volume de corte, aterro e horas máquina. Outra vantagem é o cronograma, que se reduz muito, devido a não sazonalidade do processo executivo, e ao próprio processo de execução do modelo. As obras da UHE de Simplício, estão localizadas no Rio Paraíba do Sul / Sub-Bacia 58, Estados de Minas Gerais (MG) e Rio de Janeiro (RJ) / Municípios de Chiador e Sapucaia / Latitude: 22°02'00" e Longitude: 43°00'00" W.

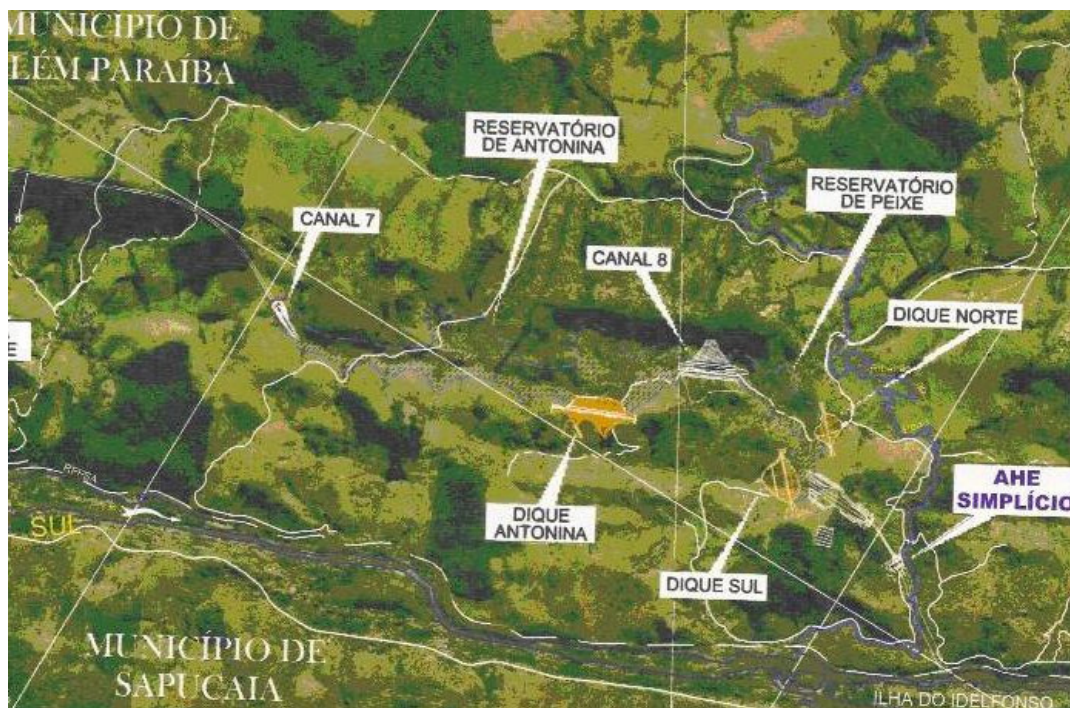
A UHE Simplício é constituída pelo barramento (Usina de Anta) no rio Paraíba do Sul, na divisa dos estados do Rio de Janeiro e de Minas Gerais, deste será subtraído parte da vazão, por meio de canais e túneis de adução, formando uma queda de cerca de 110m. A área a ser inundada pelo empreendimento, incluindo o reservatório de Anta e reservatórios intermediários do sistema de interligação, mede somente 15,36 km² e a potência instalada totalizando 333,7 MW. O Túnel Auxiliar de Jusante do Túnel de Adução 3 (TAJ TN3), será utilizado como exemplo de caso, para que se possa, *in loco*, levantar pontos estratégicos na estrutura do maciço já que a esta profundidade o comportamento geomecânico do túnel estará principalmente influenciado pelas discontinuidades. A Tabela 4.1 apresenta um resumo geral das características do AHE Simplício e as Figuras 4.1 (a) e (b), apresentam o arranjo geral.

Tabela 4.1. – Dados gerais do AHE Simplicio. (Furnas, 2006).

CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS			
NA DOS RESERVATÓRIOS:	251,50	ÁREA DOS RESERVATÓRIOS:	12,29 km ²
NA JUSANTE (ANTA):	231,50	POTÊNCIA INSTALADA:	333,7 MW
NA JUSANTE (SIMPLICIO):	144,00	ENERGIA FIRME:	190,8 MW
QUANTIDADES DE SERVIÇOS			
ESCAVAÇÃO COMUM:	11.304.011 m ³	CONCRETO CONVENCIONAL:	153,788 m ³
ESCAVAÇÃO EM ROCHA:	2.116.865 m ³	CONCRETO ROLADO:	87.100 m ³
ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA:	1.950.165 m ³	ATERRO COMPACTADO:	4.443.225 m ³
UHE ANTA - SAPUCAIA RJ			
DESVIO DO RIO		TOMADA D'ÁGUA	
TIPO:	CANAL/ENSECADEIRA 1º 2º FASE	TIPO:	GRAVIDADE
ENSECADEIRA DE 1º FASE:	EL. 245,50	NÚMERO DE UNIDADE	2
ENSECADEIRA DE 2º FASE MONTANTE:	EL. 242,50	LARGURA DOS BLOCOS 2X14,05:	28,10 m
ENSECADEIRA DE 2º FASE JUSANTE:	EL. 238,60	COMPRIMENTO TOTAL:	13,22 m
BARRAGEM DE CCR		COMPORTAS TIPO	VAGÃO
ALTURA MÁXIMA:	30,00 m	CASA DE FORÇA	
COMPRIMENTO DA SOLEIRA VERTENTE	250,00 m	TIPO:	CONVENCIONAL ABRIGADA
COMPRIMENTO TOTAL:	269,85 m	NUMIRO DE UNIDADES GERADORAS	2
CONCRETO CONVENCIONAL:	11.000 m ³	LARGURA DOS BLOCOS:	14,05 m
CONCRETO CCR:	44.000 m ³	COMPRIMENTO TOTAL:	28,10 m
VERTEDOIRO		TURBINAS	
TIPO:	DE SUPERFÍCIE COM COMPORTAS	TIPO:	KAPLAN
COTA DA SOLEIRA:	EL. 233,50 m	NÚMERO DE UNIDADES:	2
VAZÃO MAXIMA:	8.500 m ³ /s	POTÊNCIA NOMINAL:	14 MW
NÚMERO DE VÃOS:	3		
LARGURA DO VÃO:	15,00 m		
OBRAS DE INTERLIGAÇÃO - CHIADOR / ALÉM PARAÍBA - MG			
CANAIS E TÚNEIS		LIGAÇÃO 04 (CANAL 06/TUNEL 03/CANAL 07)	
LIGAÇÃO 01 (CANAL 01/TUNEL 01/CANAL 02)		CANAL 06:	73 m
CANAL 01:	1.905 m	TÚNEL 03:	6.030 m
TÚNEL 01:	1.458 m	CANAL 07:	202 m
CANAL 02:	1.011 m	LIGAÇÃO 05 (CANAL 08)	
LIGAÇÃO 02 (CANAL 03/TUNEL 02/CANAL 04/TUNEL 2A)		CANAL 08:	580 m
CANAL 03:	565 m	DIQUES E RESERVATÓRIOS	
TUNEL 02:	1.755 m	DIQUES DE TOCAIA:	RES. DE TOCAIA
CANAL 04 - PARTE 1:	85 m	DIQUES LOURIÇAL 1 E 2:	RES. DE LOURIÇAL
TÚNEL 2A:	782 m	DIQUES ESTACA 1 E 2:	RES. DE CALÇADO
CANAL 04 - PARTE 2:	105 m	DIQUE ANTONINA:	RES. DE ANTONINA
LIGAÇÃO 03 (AREA 05/CANAL 05)		DIQUES NORTE E SUL:	RES. DO PEIXE
AREA 05:	502 m	NÚMERO DE DIQUES:	8
CANAL 05:	1.590 m	NÚMERO DE RESERVATÓRIOS:	5
UHE SIMPLÍCIO - ALÉM PARAÍBA - MG			
TOMADA D'ÁGUA		CASA DE FORÇA	
TIPO:	GRAVIDADE	TIPO:	CONVENCIONAL ABRIGADA
NUMERO DE UNIDADES:	3	NUMERO DE UNIDADES GERADORAS:	3
LARGURA DOS BLOCOS (3X12,80):	38.40 m	LARGURA DOS BLOCOS 3X16,00:	48,00 m
COMPRIMENTO TOTAL:	29.90 m	COMPRIMENTO TOTAL:	90,00 m
COMPORTAS TIPO:	Vagão	LARGURA TOTAL:	39,50 m
TUNEIS FORÇADOS		ALTURA TOTAL:	42,20 m
NUMERO DE CONDUTOS:	3	TURBINAS	
DIÂMETRO DO CONDUTO:	6,00 m	TIPO:	FRANCIS
DIÂMETRO DA REDUÇÃO:	6,00 m X 4,30 m	NUMERO DE UNIDADES:	3
COMPRIMENTO TOTAL DO CONDUTO:	113,00 m	POTÊNCIA NOMINAL:	101,9 MW



(a)



(b)

Figura 4.1. - (a) e (b) Arranjo geral da UHE Simplício.

4.2 ETAPAS DE PESQUISA

O trabalho de pesquisa foi dividido em duas etapas principais: ensaios e interpretação dos resultados. Na primeira etapa foram realizadas as coletas dos resultados dos ensaios de campo e realizados os ensaios de laboratório. Já na segunda etapa foram tratados os resultados obtidos pelos ensaios e realizadas simulações do processo de escavação do túnel, segundo análise cinemática, de acordo com as famílias de fraturas e formação de cunhas de ruptura. E elasto-plástica segundo o estado de tensões naturais e sua redistribuição conforme o avanço da face de escavação.

4.3 ENSAIOS DE CAMPO

No túnel de adução 03 da UHE de Simplício Anta, foram aproveitados três furos: 01, 02 e 05; onde foram extraídas amostras para os ensaios de laboratório e realizados ensaios de fraturamento hidráulico, locação dos furos são apresentados pela prancha de locação no Anexo C.

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

Nos três pontos pré-determinados, foram coletadas amostras para os ensaios de laboratório. Nestes mesmos pontos foram realizados ensaios específicos de fraturamento hidráulico, para obtenção do estado de tensões naturais.

4.3.1 Fraturamento hidráulico

Para determinação das tensões virgens atuantes sobre o maciço foram realizados ensaios de fraturamento hidráulico, nos furos de sondagem 01, 02 e 05. A técnica de ensaio adotada foi proposta por Haimson (1974), e recomenda que uma vez selado o intervalo do furo a ser ensaiado, inicia-se a sua pressurização. Em um determinado nível crítico de pressão chamado P_f (pressão de início da fratura), ocorre a formação da fratura por ruptura por tração

nas paredes do furo. A formação da fratura é acompanhada por uma queda brusca de pressão, em virtude do fluxo de água através da mesma. Uma vez atingida a pressão P_f a bomba é desligada e as linhas hidráulicas são mantidas fechadas, o que provoca uma queda imediata na pressão, inicialmente muito rápida, pois ainda há fluxo através da fratura e, em seguida, a queda é mais lenta, devido ao fechamento da fratura. Nestas condições, o fluxo ocorre apenas radialmente, através das paredes do furo. Registra-se neste ponto a pressão P_s (pressão de fechamento da fratura, “*shut in pressure*”). Esta pressão é a pressão de transição entre os trechos de queda brusca e queda lenta e significa, portanto, que houve o fechamento da fratura. A pressão P_s tem um importante significado no ensaio de fraturamento hidráulico, porquanto ela representa a pressão necessária para manter a fratura aberta, após o desligamento da bomba. Assim, a pressão P_s é igual a tensão de compressão, que atua perpendicularmente ao plano da fratura.

Segue-se um período no qual a pressão se estabiliza no seu nível mais baixo (pressão atmosférica) e inicia-se um novo ciclo de pressurização. No ciclo subsequente de pressurização, durante a fase de incremento de pressão, obtém-se um novo pico na curva, mas em um nível de pressão inferior ao pico do primeiro ciclo. Este pico denomina-se P_r , pressão de reabertura da fratura (MAFRA, 2001), conforme Figura 4.2.

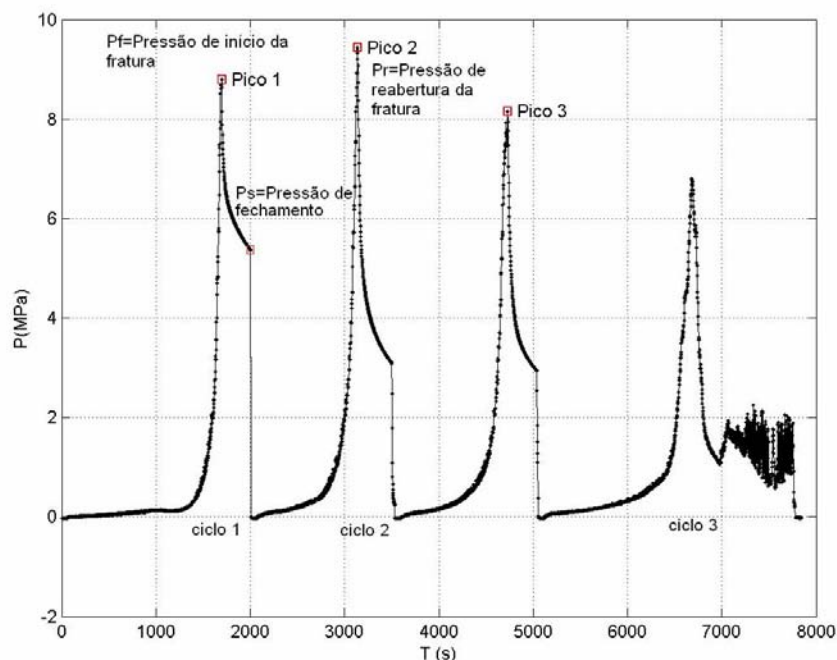
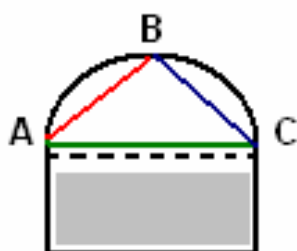


Figura 4.2. - Diagrama do ensaio de fraturamento hidráulico.

4.3.2 Monitoramento de convergência

O túnel de adução 3, possui dois túneis auxiliares, um à montante e outro à jusante. Nesse último foi realizado o monitoramento de pinos de convergência em 11 pontos distintos do TAJ TN3, com o objetivo de aferir o percentual de relaxação do maciço, de acordo com o avanço da frente de escavação.

Para tanto foram instalados três pinos nas paredes escavadas do TAJ TN3: um pino no teto e outros dois nas paredes laterais, conforme apresentado pela Figura 4.3.



(a)



(b)

Figura 4.3. – (a) Distribuição dos pinos no túnel. (b) foto de um pino instalado na parede do túnel.

O monitoramento das dimensões AB, BC e AC, foram realizados durante quarenta dias, com aferições diárias das dimensões, temperatura ambiente, distância da frente de escavação e calibragem do equipamento antecede as aferições.

4.3.3 Levantamento estrutural do TN 3 AHE Simplício

No levantamento estrutural do maciço rochoso, foi utilizada a metodologia recomendada pela ISRM 1977. Com o levantamento dos principais dados do maciço: número de famílias das discontinuidades, orientação, espaçamento, persistência, rugosidade e alteração das paredes das discontinuidades e ação da água subterrânea.

Tanto o comportamento mecânico quanto a aparência do maciço rochoso serão controlados pelo número de famílias de discontinuidades que se interceptam. Para a

estabilidade de túneis, três ou mais famílias irão geralmente constituir uma estrutura tridimensional de um bloco com um grau de liberdade para deformação, consideravelmente maior que os maciços rochosos com menos que três famílias. Os equipamentos utilizados para caracterização em campo são: bússola de geólogo e clinômetro e reconhecimento visual e/ou registro fotográfico.

Após a etapa de caracterização do maciço rochoso em campo, os dados obtidos foram tratados e realizada a análise cinemática com auxílio do programa DIPS e UNWEDGE.

4.4 ENSAIOS EM LABORATÓRIO

Para os furos de sondagem 01, 02 e 05 foram coletadas amostras e preparadas em laboratório para aplicação de ensaios de resistência. O tamanho das amostras foram tomados segundo a relação longitude/diâmetro das amostras. Evitando interferências de planos potenciais de falha a 45° (Figura 4.4.) e ruptura por flambagem (BOWLES, 1981) a relação L/d é adotada segundo a equação 4.1.

$$2 < L/d < 3 \tag{4.1}$$

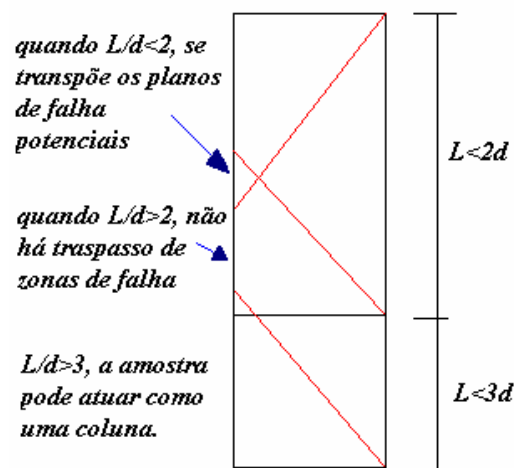


Figura 4.4. – Relação de L/d para ensaios de compressão (uniaxial, triaxial e compressão diametral) (modificado - Bowles, 1981).

4.4.1 Índices físicos

Para os CP's ensaiados, foram feitos testes de índices físicos, de modo a caracterizar as amostras segundo peso específico, umidade natural e porosidade.

O peso específico seco e saturado dos cp's, foram calculados utilizando a equação 2.1. Para o calculo volumétrico dos cp's foram realizadas cinco aferições em diferentes pontos do corpo-de-prova, e anotadas as medidas conforme ilustrado pela Tabela 4.2.

Tabela 4.2. – Tabela de dados do ensaio de peso específico.

 FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.		SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE <small>SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO</small>			
Programa n.º	4,876	Registro:	4.0279.07	Data:	7/11/2007
Amostra: 01					
Medidas	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Determinações		
1	53.17	27.07	Massa Sat. - <i>M_{sat}</i> (g)	Vol. Total - <i>V</i> (cm ³)	
2	53.18	27.10	159.46	60.082	
3	53.09	27.10	Massa Seca - <i>M_s</i> (g)	Vol. Poros - <i>V_v</i> (cm ³)	
4	53.09	27.10	159.06	0.401	
5	53.15	27.10	Dens. Água- <i>ρ_w</i> (g/cm ³)	Dens. Seca- <i>ρ_d</i> (Kg/m ³)	
Média	53.14	27.09	0.9971	2647	
				Porosidade - <i>n</i> (%)	
				0.67	
Amostra: 02					
Medidas	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Determinações		
1	53.10	26.86	Massa Sat. - <i>M_{sat}</i> (g)	Vol. Total - <i>V</i> (cm ³)	
2	53.09	26.88	158.06	59.500	
3	53.10	26.90	Massa Seca - <i>M_s</i> (g)	Vol. Poros - <i>V_v</i> (cm ³)	
4	53.09	26.89	157.67	0.391	
5	53.11	26.82	Dens. Água- <i>ρ_w</i> (g/cm ³)	Dens. Seca- <i>ρ_d</i> (Kg/m ³)	
Média	53.10	26.87	0.9971	2650	
				Porosidade - <i>n</i> (%)	
				0.66	

4.4.2 Compressão uniaxial

Na realização dos ensaios de compressão uniaxial, para cada série foi rompido um cp, e utilizado como balizamento de carga de ruptura para os demais cps da série, criando do segundo cp em diante, condições para executar ciclos de carregamento, possibilitando assim, verificar por meio de extensômetros, o comportamento dos cps quanto aos critérios tensão x deformação da rocha.

A metodologia utilizada para realização dos ensaios segue as recomendações da NBR 12.767. A Tabela 4.3. apresenta o número de corpos-de-prova por furo ensaiado à compressão uniaxial e deformabilidade.

Tabela 4.3. – Quantificação dos ensaios à compressão uniaxial.

NUM. ENSAIOS COMP. UNIAXIAL	
	N.º CPs
FURO 1	07
FURO 2	04
FURO 5	03


4.4.3 Tração por compressão diametral

A determinação da resistência à tração das amostras, foi realizada por meio do ensaio de resistência à tração por compressão diametral. O procedimento técnico preconizado em norma está descrito no capítulo dois deste trabalho. O número de ensaios realizados por furo é ilustrado na Tabela 4.4. Os resultados e dados obtidos nos ensaios, foram anotados na Tabela 4.5.

Tabela 4.4. – Quantificação dos ensaios à tração indireto.

NUM. ENSAIOS TRAÇÃO DIRETO	
	N.º CPs
FURO 1	50
FURO 2	80
FURO 5	40

Tabela 4.5. – Tabela de ensaio à tração por compressão diametral.

		FURNAS		SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE				
		CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.		SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO				
Programa 4.876		Registro 4.0372.07		Data		Responsável		
Equipamento utilizado para a ruptura dos corpos de prova								
Identificação		Certificado		Const. da eq. de correção				
Máq. universal de ensaio 355-0-17126		42605A/06		a	b	c		
Célula de carga 355-0-17128								
Cálculo da resistência à tração indireta								
Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento			
2	27.21	54.14	22.53	9.74	Paralelo em relação à estrutura da rocha			
3	27.29	54.18	16.97	7.31				
4	28.37	54.16	17.21	7.13				
5	27.41	54.18	25.91	11.11				
6	27.06	54.15	20.62	8.96				
7	26.53	54.13	23.27	10.32				
8	26.59	54.15	19.17	8.48				
9	28.28	54.18	17.95	7.46				
10	28.46	54.20	18.80	7.76				
12	28.80	54.12	25.67	10.49				
Tensão Média (MPa)				8.87				
Valor de Tensão máxima (MPa)				11.11				
Valor de Tensão mínima (MPa)				7.13				
Desvio Padrão				1.46				

4.4.4 Compressão triaxial

O ensaio triaxial foi utilizado na obtenção do ângulo de atrito interno ϕ , da coesão “aparente” e da constante m_i da rocha intacta. O aparato de ensaio consiste essencialmente de três partes: célula triaxial, pressão confinante e carregamento.

Por efeito do número de corpos-de-prova disponíveis e das pressões confinantes exigidas, foi estabelecida a sequência de tensões confinantes da Tabela 4.6. Com os resultados obtidos nos ensaios triaxiais foram preenchidas as tabelas com os resultados por furo.

Tabela 4.6. – Tabela das tensões confinantes do ensaio triaxial.

TENSÕES CONFINANTES DO ENSAIO TRIAXIAL (MPa)							
CP'S	1	2	3	4	5	6	7
σ_{c1}	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
σ_{c2}	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
σ_{c5}	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00

4.5 ANÁLISE CINEMÁTICA

A orientação das discontinuidades do maciço, que foram levantadas em campo e apresentadas anteriormente, foram lançadas como dados de entrada do programa DIPS, e possibilitou a representação gráfica da orientação das discontinuidades, por projeção estereográfica no hemisfério inferior.

A partir desta projeção e ainda com a distribuição de probabilidade de Fisher, o DIPS apresenta a concentração de pólos no estereograma, permitindo definir o número famílias de discontinuidades presentes para os trechos estudados, conforme exemplo apresentado na Figura 4.5.

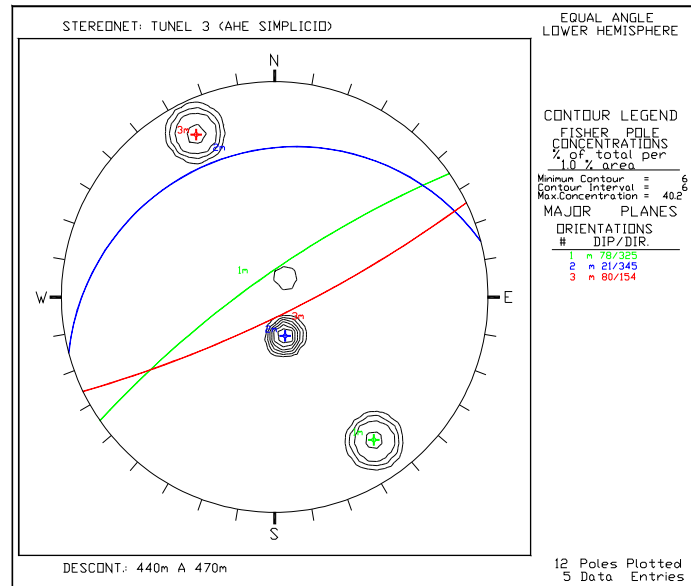


Figura 4.5. – Exemplo de aplicação do programa DIPS.

O programa UNWEDGE permitiu que as famílias de descontinuidades observadas no DIPS pudessem ser sobrepostas sobre a direção e dimensões da escavação, criando assim diversas cunhas, possibilitando dimensionar o suporte necessário.

Determinada a cunha crítica para cada uma dos trechos da escavação é possível no programa computacional UNWEDGE, introduzir tirantes com orientação, capacidade e comprimento determinado, para suportar as forças de deslizamento destas cunhas, (resultantes do peso da cunha e da resistência ao cisalhamento das paredes das descontinuidades). Assim o programa estima um Fator de Segurança (FS), para este sistema, suporte-cunha, nos diferentes trechos da escavação. O modo de ruptura da cunha ou mesmo do maciço como um todo, determinará o tipo de suporte mais adequado à solicitação. Determinado o tipo de suporte e retroalimentando no UNWEDGE, automaticamente recalcula-se e verifica-se se o suporte adotado será eficiente na ancoragem dos blocos formados. A Figura 4.6 apresenta os resultados das cunhas formadas pelo UNWEDGE.

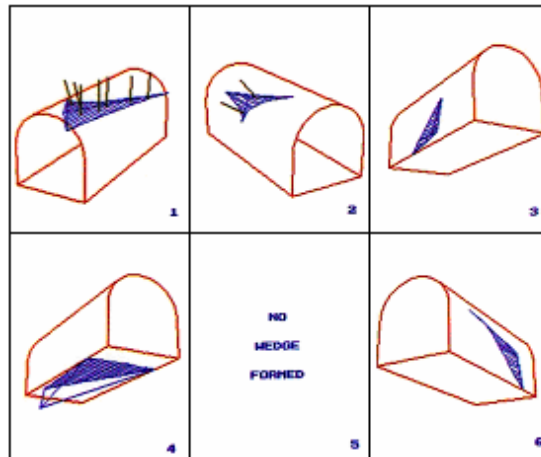


Figura 4.6. – Exemplo de aplicação do programa UNWEDGE.

4.6 ANÁLISE NUMÉRICA (FLAC)

No programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) (ITASCA, 2002), foi realizada uma simulação axissimétrica da escavação do túnel 3, para determinação da curva de reação do maciço e instalação do suporte, de acordo com os percentuais de relaxação do maciço em relação à da face de escavação.

A análise numérica em 2D da escavação do Túnel 3 no maciço rochoso, foi realizada para o trecho do furo 05, com o objetivo de determinar o comportamento do maciço rochoso quanto a deformação e redistribuição das tensões produzidas pelas escavações no maciço rochoso. No FLAC foram lançados como parâmetros de entrada do maciço rochoso os resultados obtidos nos ensaios da UHE Simplício, e determinada a seqüência de instalação do suporte através da simulação axissimétrica.

A análise numérica do comportamento do maciço escavado, foi realizada para os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown. No primeiro buscou-se avaliar o comportamento submetido da rocha intacta, e para o segundo critério buscou-se avaliar o comportamento do maciço fraturado, conforme levantamento das fraturas em campo e correlacionando os parâmetros segundo GSI. Para comparação foram ainda analisados os resultados das tensões obtidas na simulação numérica segundo o modelo elástico e comparado com o resultado da aplicação das equações de Kisch. Os resultados dos deslocamentos obtidos

na simulação numérica 2D pelo FLAC foram retroanalisados com o monitoramento dos deslocamentos do TAJ TN3. No entanto o monitoramento em campo teve início após as escavações, ou seja a comparação com o FLAC deve-se subtrair os deslocamentos da fase de relaxação de 20% os resultados do monitoramento 20, 50 e 100% relaxação.

4.6.1 Parâmetros adotados

Os parâmetros de entrada utilizados FLAC foram divididos em deformação e de Resistência do Maciço Rochoso.

A estimativa dos parâmetros de deformação foi realizada de acordo com a referência internacional. O módulo de deformabilidade foi adotado de acordo com a proposição de Serafim e Pereira (1983). Utilizando os resultados do levantamento estrutural e o resultado do índice GSI do maciço tem-se:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (4.2)$$

onde,

E_m - Módulo de deformabilidade;

GSI - Índice de resistência geológica;

σ_{ci} - resistência compressão da rocha intacta.

O peso específico foi obtido através do resultado da média dos ensaios em laboratório, conforme apresentado no item 4.4.1 deste capítulo.

A modelagem das escavações foi realizada aplicando os modelos de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown. A estimativa dos parâmetros de resistência realizada para o modelo de Mohr-Coulomb, foi realizada através dos ensaios em laboratório de resistência triaxial, que plotados em termos de círculos de mohr, foram determinadas as envoltórias de resistência,

conforme proposição do item 2.6 deste trabalho, obtendo-se os valores médios para ângulo de atrito, coesão e resistência à tração por compressão diametral para os furos estudados.

Na segunda modelagem, foi aplicado o critério de Hoek-Brown, onde através dos resultados do levantamento estrutural do maciço realizado em campo, foi obtido o índice Q e o GSI estimando os parâmetros de resistência do maciço rochoso, conforme item 2.5.3.

4.6.2 Modelo axissimétrico

Para aplicação do modelo axissimétrico o modelo do túnel em ferradura foi simplificado para circular. O raio equivalente foi calculado igualando a área do círculo com a área da ferradura.

A malha adotada para o modelo foi $10 \times 20 = 200$ elementos, com 100 m na vertical, 200 m na horizontal e 100 m da face de escavação com 4 m para diâmetro do círculo, conforme esquema do modelo axissimétrico apresentado pela Figura 4.7. No Anexo C é mostrada a prancha com geometria adotada para modelagem axissimétrica.

Através dos resultados obtidos pela modelagem axissimétrica das escavações, determinou-se a as pressões geradas devido a escavação sem suporte e seus percentuais de relaxação de acordo com a distancia da frente de escavação.

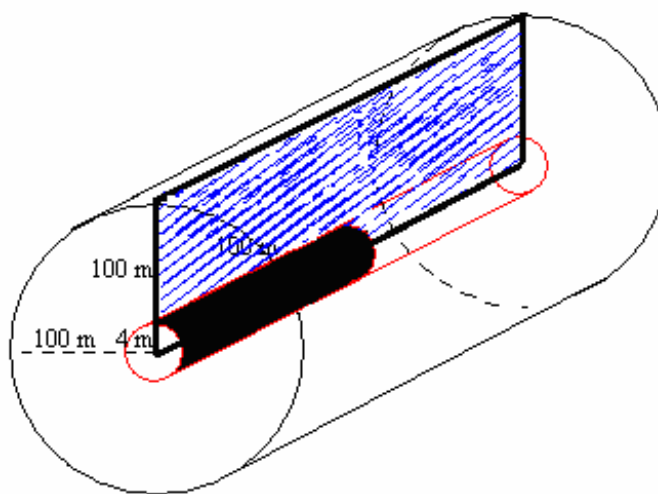


Figura 4.7. - Esquema da geometria do modelo axissimétrico.

4.6.3 Geometria da malha 2D e condições iniciais

A geometria da malha foi adotada de acordo com o projeto do TAJ do TN3 da UHE Simplício, em forma de ferradura com quatro metros de diâmetro e seis metros de altura. Foi determinada ainda uma profundidade média para as escavações no maciço de 100 metros, como apresentado no perfil simétrico da escavação no Anexo C.

A definição da malha de diferenças finitas a ser aplicada no FLAC foi adotada de 27x40=1080 elementos de 100 m horizontal por 200 m na vertical, buscando eliminar os efeitos das condições de contorno sobre as análises realizadas. Para determinação da extensão foi aplicada a solução de Kirsh, que correlaciona o tamanho do gride à cinco vezes a dimensão do elemento estudado, onde a partir dessa proporcionalidade as tensões e deformações produzidas serão desprezíveis, para o caso analisado foi adotado dez vezes o raio do túnel.

As condições de contorno adotadas foram fixar na direção horizontal para as laterais da malha e na direção vertical para a base da malha.

Para determinação das condições iniciais foi adotado o resultado de K_0 obtido pelo ensaio de fraturamento hidráulico. O estado de tensão inicial foi dado por:

$$\sigma_y = \gamma \cdot h \quad (4.3)$$

$$\sigma_x = K_{0x} \cdot \sigma_y \quad (4.4)$$

$$\sigma_z = K_{0z} \cdot \sigma_y \quad (4.5)$$

onde,

σ_y , σ_x e σ_z :estado de tensões inicial em x, y e z respectivamente;

γ :peso específico;

h :profundidade;

K_0 :Relação entre tensão horizontal e vertical.

Os parâmetros adotados foram então lançados no FLAC, e executado apenas uma etapa, sem escavação e submetido apenas ao peso próprio, para determinação das tensões naturais. Os deslocamentos gerados nesta etapa foram zerados, pois ocorreram ao longo da história geológica do maciço.

4.6.4 Modelagem da escavação sem suporte

Com as tensões iniciais importadas da etapa um, foi realizada escavação do túnel de acordo com modelo geométrico adotado, e executado até estabilizar as tensões. Serão então plotadas as tensões e deslocamentos produzidos, esperando como resultados de tensões horizontais em relação às verticais de acordo com a proporcionalidade K_0 , e deslocamentos horizontais maiores que os verticais.

4.6.5 Modelagem das fases da escavação

Com as tensões iniciais importadas da primeira etapa, foi realizada a escavação do túnel aplicando os percentuais de relaxação encontrados na modelagem axissimétrica. A modelagem bi-dimensional das fases de escavações foi realizada através da aplicação dos percentuais de relaxações e do sistema de suporte no maciço de acordo com a seqüência de etapas abaixo:

- 1 – tensões naturais sem escavação, submetido apenas K_0 ;
- 2 – relaxação 20% sem suporte;
- 3 – instalação de tirantes e relaxação até 50%;
- 4 – instalação de concreto projetado e relaxação até 100%.

As fases construtivas do túnel simularam as mesmas etapas realizadas em campo. De acordo com os resultados da simulação obtidos pelos deslocamentos em cada etapa construtiva, correlacionado aos resultados do monitoramento dos pinos de convergência, permitiu retroanalisar os parâmetros adotados de projeto, ajustando-os com os resultados obtidos pela simulação numérica.

(a) Tensões naturais sem escavação, submetido apenas K_0

Na primeira etapa da modelagem da escavação, o maciço rochoso está submetido apenas as tensões naturais, que foram determinadas através do ensaio de fraturamento hidráulico descrito no item 4.3.1.

Através das três componentes de tensões principais obtidas pelo fraturamento hidráulico, determinou-se o valor para K_0 , que considerou o TN3 escavado na direção da menor componente de tensão horizontal e, portanto o TAJ do TN3 está submetido à tensão horizontal menor.

O peso específico e os resultados de módulos de deformação e ângulo de atrito interno e coesão obtidos nos ensaios de laboratório, são dados como parâmetros de entrada para simulação das escavações no maciço.

Portanto determinada a geometria, e as condições de contorno, foi realizada uma interação para carregar as tensões naturais distribuídas pelo maciço, e zerado os deslocamentos, pois esse recalque já ocorreu ao longo do tempo geológico.

(b) Relaxação de 20% sem suporte

Na segunda etapa da modelagem, foram carregadas as tensões naturais da primeira etapa, e escavado o túnel.

Esta fase da escavação se caracteriza por estar próximo a frente de escavação e ainda sem qualquer tipo de suporte aplicado. A relaxação aplicada nesta fase foi de 20%, o que representaria em uma análise tri-dimensional ao trecho de deformações não restringidas.

(c) Instalação de tirantes e relaxação de 50%

Na terceira etapa as tensões foram importadas da segunda etapa, e simulando o avanço real do túnel, foram instalados tirantes com 4m (quatro metros) de comprimento e espaçados horizontal e vertical em 1m (um metro). Aplicado a relaxação de 50% do total para o maciço e capturado as tensões e deformações geradas. A Tabela 4.7, apresenta os parâmetros e características adotados no TN3 por Furnas para os tirantes.

Tabela 4.7. – Parâmetros do tirante.

PARÂMETRO	VALOR
comprimento	4,0 m
espaçamento transversal	1,0 m
espaçamento longitudinal	1,0 m
diâmetro	25 mm
módulo E	205 GPa
área	$5 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
rigidez da calda	$8 \times 10^5 \text{ N/m/m}$
coesão da calda	$1.5 \times 10 \text{ kPa}$

(d) Instalação de concreto projetado e relaxação de 100%

Nesta quarta e última fase, foram mantidas as condições anteriores, importadas as tensões e deformações geradas pelas fases anteriores, e adicionado a aplicação do concreto projetado na superfície do túnel, para então submeter a modelagem a relaxação de 100%. A Tabela 4.8, mostra os parâmetros adotados no TN3 por Furnas para o concreto projetado, que foram utilizados como dados de entrada para a modelagem.

Tabela 4.8. – Parâmetros do concreto projetado.

PARÂMETRO	VALOR
módulo E	5.5 GPa
espessura (cm)	4
inércia(m ⁴)	5.33×10^{-6}
área (m ²)	4×10^{-2}

Pelos resultados das análises de tensão-deformação obtidos com os parâmetros dos ensaios em campo e laboratório. Foi ajustado o módulo de deformabilidade para que o deslocamento da simulação numérica na parede do túnel coincidissem com os resultados do monitoramento em campo.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nas análises dos dados de campo da UHE Simplício, dos ensaios realizados no laboratório de rochas de Furnas Centrais Elétricas e ainda os resultados das análises cinemática e numérica das escavações do TAJ TN3 de Simplício.

5.1 ENSAIOS DE CAMPO

No capítulo 4 foi apresentada a localização dos ensaios realizados da UHE de Simplício, onde foram divididos em três segmentos. Nestes foram coletadas as amostras para preparação dos corpos-de-prova, e coletados os dados dos ensaios de campo. Este item apresenta os dados dos ensaios de campo: fraturamento hidráulico, pinos de convergência e levantamento estrutural do maciço rochoso.

5.1.1 Dados do fraturamento hidráulico

A Tabela 5.1. é apresentada com os resultados obtidos pelo ensaio de fraturamento hidráulico. Para efeito de localização estão descritos os furos e a profundidade em que foram realizados os ensaios. Estes resultados serão comparados com os resultados dos ensaios de tração por compressão diametral.

Foi adotado como dados de entrada os resultados das tensões obtidas pelo fraturamento hidráulico, referente ao furo 05 na profundidade de 112,50m, para analisar numericamente conforme Tabela 5.2, pois sua locação no TN3 está bastante próxima dos resultados obtidos pelo monitoramento na progressiva 298 do TAJ do TN3 da UHE Simplício.

Tabela 5.1. – Resultado obtidos no fraturamento hidráulico por furo.

FHD	Prof. (m)	P_s (kgf/cm ²)	P_c (kgf/cm ²)	P_r^{-2} (kgf/cm ²)	P_r^{-3} (kgf/cm ²)	P_r (kgf/cm ²)	$T=P_c-P_r$ (kgf/cm ²)
1	70.50	68.20	105.63	92.12	81.06	86.59	19.04
	72.50	92.23	142.17	97.58	79.66	88.62	53.55
	78.50	40.43	86.29	61.59	54.78	58.19	28.11
	82.50	38.27	69.78	54.43	48.23	51.33	18.45
	88.00	36.87	81.48	39.05	31.72	35.39	46.10
	100.50	76.39	169.06	104.52	125.54	115.03	54.03
2	88.00	36.87	81.48	39.05	31.72	35.39	46.10
	90.50	15.92	26.61	20.37	15.52	17.95	8.67
	93.50	22.57	67.29	37.00	27.83	32.42	34.88
	96.60	116.43	287.88	234.67	162.91	198.79	89.09
	105.50	141.17	225.61	125.09	142.94	134.02	91.60
	108.70	186.88	251.56	181.97	158.21	170.09	81.47
5	112.85	115.15	217.04	144.56	139.32	141.94	75.10
	36.50	20.01	63.73	36.88	30.72	33.80	29.93
	43.50	21.31	66.18	25.65	34.26	29.96	36.23
	85.90	19.18	45.18	30.44	27.94	29.19	15.99
	112.50	53.32	128.66	68.06	56.54	62.30	66.36

Ps=pressão de fechamento
Pc=pressão de quebra
Pr=valor médio da pressão de reabertura medidas nos ciclos 2 e 3
T=resistência à tração da rocha medida na escala do ensaio

Tabela 5.2. – Resultados do fraturamento hidráulico e K_0 para o furo 5 .

PROFUNDIDADE	γ (Kn/m ³)	σ_t (MPa)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	σ_H (MPa)	$K_0 X$	$K_0 Z$
36.50	26.00	2.99	0.95	2.82	4.73	2.97	4.98
43.50	26.00	3.62	1.13	3.25	6.01	2.88	5.32
85.90	26.00	1.60	2.23	3.21	5.70	1.44	2.56
112.50	26.00	6.64	2.92	6.32	10.98	2.16	3.76

5.1.2 Monitoramento de convergência

No TAJ do TN3 UHE Simplício, foram instalados pinos de convergência em 11 seções e monitoradas as deformações diariamente durante quarenta dias. Todos os dados deste monitoramento estão contidos no anexo C, contudo o ponto monitorado que será utilizado por esse trabalho para efeito de análise, é a progressiva 298, pois está localizada na cota de acesso ao TN3. Os pinos foram cravados nas paredes e no teto, aproximadamente à 3,50 m da face de escavação, conforme mostra a Figura 5.1.



Figura 5.1. – Pino de convergência instalado no teto da escavação.

A Figura 5.2, apresenta graficamente o resultado das deformações aferidas.

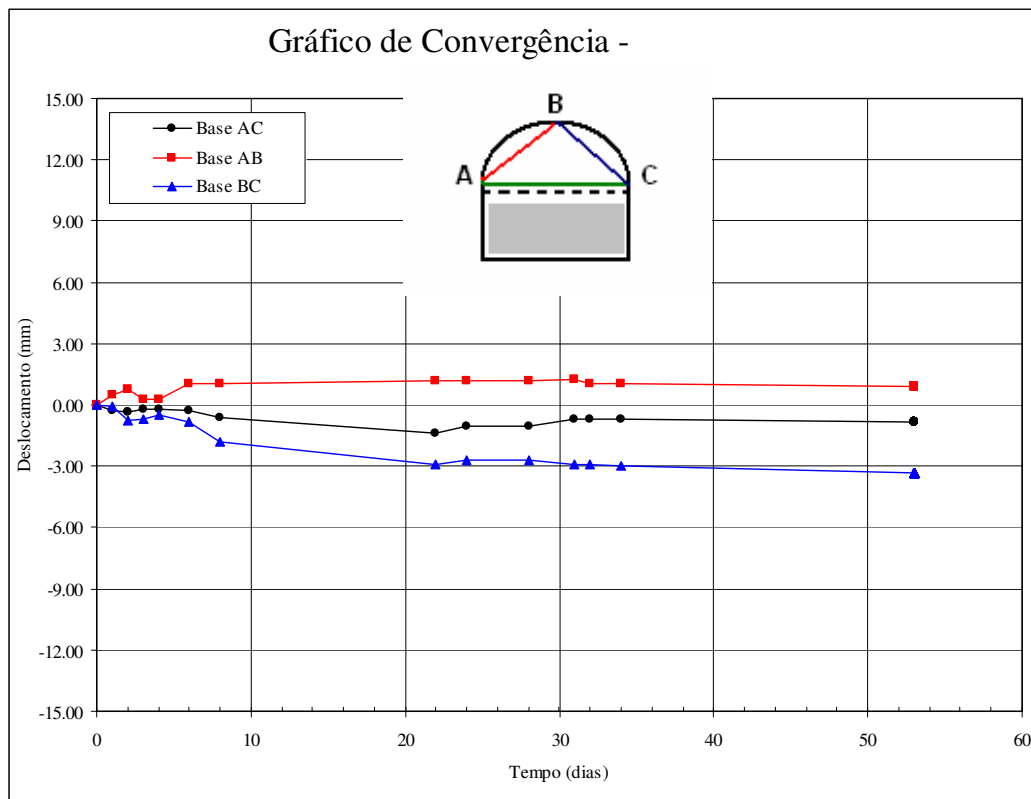


Figura 5.2. – Resultado do monitoramento de pinos na progressiva 298.

5.1.3 Levantamento estrutural do maciço rochoso

Em campo, foram levantados três trechos, onde foram realizados os levantamentos necessários para determinação da estrutura do maciço, conforme mostrado na Figura 5.3.



Figura 5.3. – Levantamento estrutural do maciço em campo.

Em cada trecho delimitado, foi realizado um levantamento das discontinuidades existentes e anotados os resultados. No laboratório os dados levantados foram comparados e tratados estatisticamente, de modo a identificar possíveis falhas e possibilitar a obtenção dos pesos da classificação RMR. Os resultados são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3. – Dados tratados que foram coletados em campo.

Trecho/Progressiva		Família	Espaçamento médio (m)	(DIP DIR / DIP) medio
1º Trecho	446,50-454,50		3	78/325
		Nº 2	2	20/340
		aleatória		12/210
	454,50-465,89		3	80/154
Nº 2		3	22/348	
2º Trecho	2.073,50-2.089,42	Nº 1	3	82/340
		Nº 2	3	18/170
	2.089,42-2.100,92		3	84/166
		Nº 2	2	11/066
	aleatória		62/028	
3º Trecho	5.648,00-5.656,55		3	72/335
		Nº 2	3	12/205
	5.656,55-5663,05		3	72/337
	Nº 2	3	15/145	

Pela análise de estabilidade de blocos, o modelo estimou a necessidade de ancoragem das cunhas a cada metro e com tirantes com 5 m de comprimento e capacidade de carga equivalente de 196 kN.

A classificação geomecânica do maciço foi adotada segundo RMR (BIENIAWSKI, 1989) obtendo o resultado médio de 87. Portanto um maciço de excelente qualidade, os resultados dos índices obtidos através do levantamento de campo são apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. – Resultado de GSI e E segundo RMR.

σ_c	RQD	CEspD	CPadD	CAS	GSI
12	20	20	20	15	82

Através do resultado de RMR e segundo a equação 2.22 obtém-se o GSI médio de 82, que foi utilizado para caracterização dos parâmetros de resistência do maciço utilizados na simulação numérica.

5.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

As amostras extraídas em campo foram acondicionadas em caixas de PVC, com proteção interna de isopor, conforme apresentado pela Figura 5.4. Já no laboratório as amostras, foram separadas por furo e por profundidade, de modo a facilitar a localização espacial dos corpos-de-prova que seriam preparados. A Tabela 5.5, apresenta as amostras disponíveis para preparação dos cps.



Figura 5.4. – Acondicionamento das amostras na obra em campo.

Tabela 5.5. – Levantamento das amostras disponíveis (resumo e caixas).

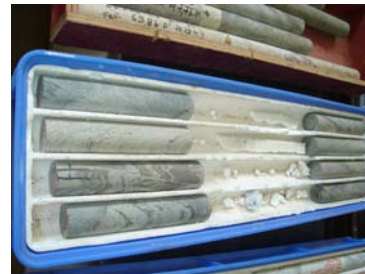
CAIXA 01			
SRFHD	AM. Nº	PROF. (m)	L (mm)
5	1	36.02-37.01	520
5	2	43.38-44.69	280
5	3	85.67-86.60	500
5	4	111.95-112.88	320
5	4	111.95-112.88	160



CAIXA 02			
SRFHD	AM. Nº	PROF. (m)	L (mm)
4	4	78.83-79.60	600
4	4	78.83-79.60	170
4	3	62.94-63.84	900
4	2	57.30-57.94	650
4	1	47.10-47.71	620
1	14	69.86-70.79	520
1	14	69.86-70.79	420



CAIXA 03			
SRFHD	AM. Nº	PROF. (m)	L (mm)
3	3	71.4	275
2	5	106	265
3	1	57	272
3	2	64.03	273
3	2	66.04	250
3	4	93.97	280
3	3	77.21	275
3	4	98.44	273



CAIXA 04			
SRFHD	AM. Nº	PROF. (m)	L (mm)
2	1	87.53-88.26	275
2	8	112.85-113.39	150
2	3	93.21-93.82	125
2	7	109-109.55	115
2	2	91.58-91.98	550
2	4	96.61-97.85	280
2	4	96.61-97.85	100
2	5	100.39-101.37	540
2	6	105.-07-106.04	530



Tabela 5.5. – Levantamento das amostras disponíveis (resumo e caixas). (continuação)

CAIXA 05			
SRFHD	AM. Nº	PROF. (m)	L (mm)
1	9	71.70-72.58	170
1	12	101.46	270
1	11	82.18	300
1	10	79.06	235
1	9	73.67	50
1	10	78.12	300
1	11	81.90-82.89	275
1	9	71.87	300
1	9	74.36	290
1	12	100.5	300



CAIXA 06			
SRFHD	AM. Nº	PROF. (m)	L (mm)
1	7	68.2-68.95	750
1	12	88.54-89.39	920
1	6	56.90-57.62	720
3		77.91	260
3		106	55
3	1	56.52-57.52	55
3		72.40-71.30	275
3		63.5-64.73	260
3		57-57.22	220



CAIXA 07			
SRFHD	AM. Nº	PROF. (m)	L (mm)
1	4	49.38-50.37	965
1	5	53.17-54.13	965
1	3	46.60-47.58	980
1	2	43.85-44.76	900
1	1	41.00-41.75	760



5.2.1 Índices físicos

A caracterização dos índices físicos foi separada por furo, densidade seca, densidade saturada e porosidade, discriminadas pelas Tabelas 5.6, 5.7 e 5.8.

Tabela 5.6. – Índices físicos furo 01 (porosidade, densidade saturada e seca).

SR FHD 01				
Programa 4.876				
D. Sat Kg/m³	D. Seca Kg/m³	Porosidade %	d.sat. kN/m³	des.seca kN/m³
2617	2607	0.96	25.67	25.58
2615	2606	0.97	25.65	25.56
2683	2676	0.75	26.32	26.25
2726	2718	0.86	26.74	26.66
2660	2652	0.70	26.09	26.02

Tabela 5.7. – Índices físicos furo 02 (porosidade, densidade saturada e seca).

SR FHD 02				
Programa 4.876				
D. Sat Kg/m³	D. Seca Kg/m³	Porosidade %	d.sat. kN/m³	des.seca kN/m³
2699	2696	0.29	26.47	26.45
2599	2592	0.70	25.50	25.43
2585	2576	0.91	25.36	25.27
2575	2564	1.00	25.26	25.16
2564	2556	0.86	25.16	25.07
2664	2661	0.40	26.14	26.10
2600	2592	0.81	25.50	25.42
2620	2613	0.70	25.70	25.63

Tabela 5.8. – Índices físicos furo 05 (porosidade, densidade saturada e seca).

SR FHD 05				
Programa 4.876				
D. Sat Kg/m³	D. Seca Kg/m³	Porosidade %	d.sat. kN/m³	des.seca kN/m³
2645	2642	0.31	25.95	25.92
2678	2675	0.32	26.27	26.24
2715	2712	0.29	26.63	26.60
2736	2733	0.32	26.84	26.81
2726	2723	0.31	26.74	26.71
2680	2677	0.35	26.29	26.26
2697	2694	0.33	26.46	26.43

O resultado médio do peso específico para os três furos estudados do TAJ TN3 AHE Simplício foi de 26 kN/m³, este resultado foi aplicado como parâmetro de entrada do maciço rochoso para a simulação numérica.

5.2.2 Compressão uniaxial

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados no laboratório de rochas de Furnas Centrais Elétricas, na prensa de compressão triaxial, conforme Figura 5.5.



Figura 5.5. – Ensaio a compressão uniaxial na prensa triaxial.

O programa inicial previa sete testes a compressão uniaxial para o furo 01, mas como sobraram mais CPs foram realizados nove testes. Para os furos 02 e 05 foram mantidos os quantitativos previstos no capítulo 4. A Tabela 5.9, apresenta a média das resistências à compressão obtidas por furo amostrado.

Tabela 5.9. – Valores médios resistência à compressão uniaxial.

RESISTÊNCIA UNIAXIAL		
FURO	Prof. (m)	σ_c (MPa)
1	56.00	102.80
	56.00	134.85
	68.00	96.40
	68.00	136.56
	72.00	87.29
	76.00	121.43
	89.00	127.38
	89.00	133.71
2	91.00	83.49
	91.00	85.14
	101.00	136.16
	105.00	102.65
5	86.00	128.41
	86.00	131.29
	112.00	101.77

Nos ensaios de compressão uniaxial, foram utilizados extensômetros para determinar a deformabilidade dos CP's para rocha intacta. No anexo A, estão apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão: uniaxial e triaxial, que foram utilizados para obtenção do módulo de deformabilidade dos CPs. A Figura 5.6, apresenta o resultado do furo 5, na profundidade de 86 m, com resultado da resistência a compressão uniaxial de 120MPa.

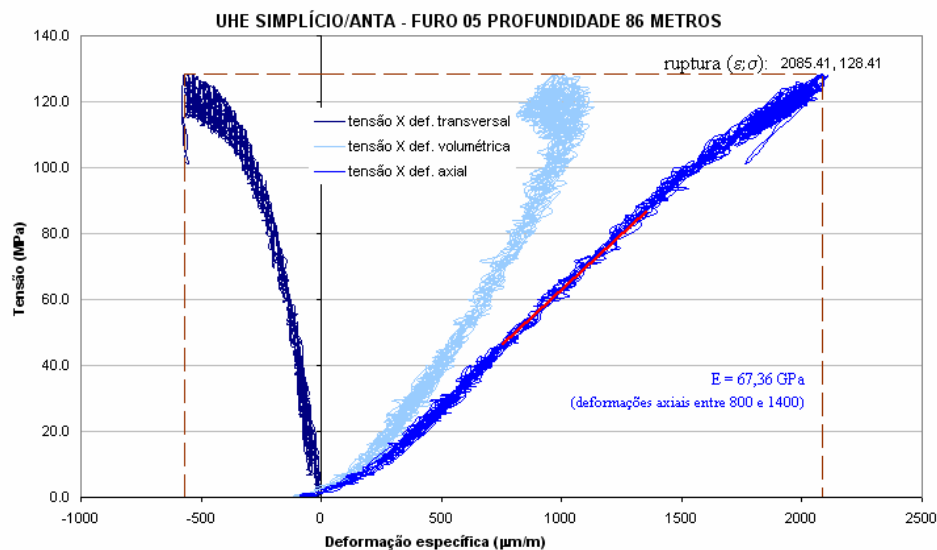


Figura 5.6. – Resultado do ensaio uniaxial do furo 05 à profundidade 86metros.

5.2.3 Tração por compressão diametral

Os corpos-de-prova preparados para o ensaio de tração por compressão diametral, foram registrados antes e depois, para verificação do modo de ruptura, na direção paralela ao carregamento, conforme mostra a Figura 5.7.

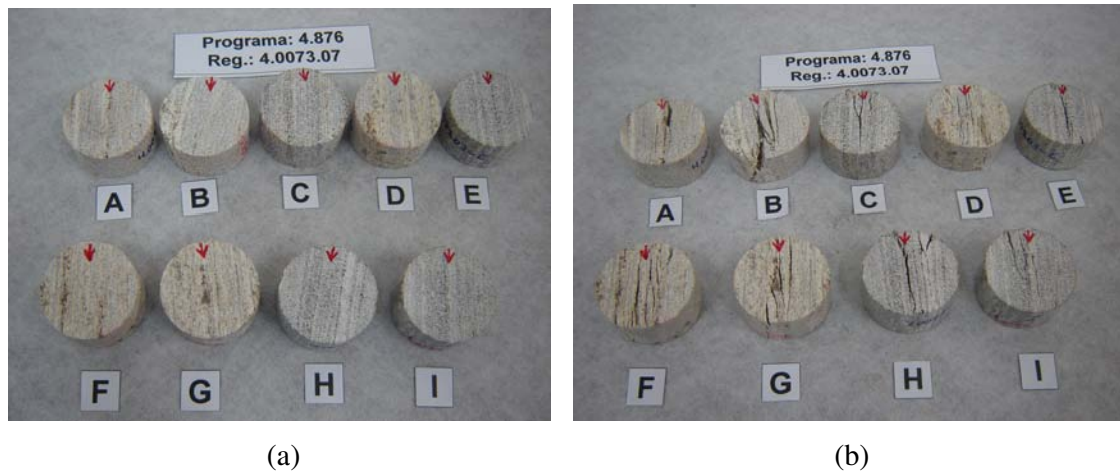


Figura 5.7. – Registro fotográfico dos CP's (a) antes e (b) depois do ensaio à tração.

A Tabela 5.10, apresenta a média dos resultados de resistência à tração por compressão diametral realizados em Furnas. No Anexo A estão catalogados todos os registros dos ensaios a tração realizados nessa dissertação.

Tabela 5.10. – Valores médios resistência à de tração por compressão diametral.

INDIRETO		
FURO	Profundidade (m)	σ_t (MPa)
1	não informado	5.52
	não informado	5.90
	não informado	5.05
	não informado	3.76
	não informado	4.60
2	87.53	8.87
	91.58	6.76
	96.61	6.73
	100.39	6.65
	105.07	5.58
	93.21	7.50
	109.00	10.56
	112.85	5.89
5	36.02	9.28
	43.38	11.9
	95	10.66
	111.95	6.87

Analisando os resultados de resistência à tração associados com a profundidade, pode-se observar que para os furos 2 e 5 existe uma relação entre o ensaio de laboratório e o fraturamento hidráulico com a profundidade.

A Figura 5.8 apresenta os resultados do furo 5 com a profundidade onde se pode observar que entre a profundidade de 30m e 90m, aproximadamente, acontece o mesmo grau de fraturamento do maciço rochoso, a partir da tendência similar entre ambos os resultados (método direto e indireto). No entanto a partir dos 100 m de profundidade o grau de fraturamento pode diminuir de tal forma que tanto o resultado direto é indireto são

praticamente iguais, ou seja à medida que a profundidade aumenta o grau de fraturamento do maciço rochoso diminui.

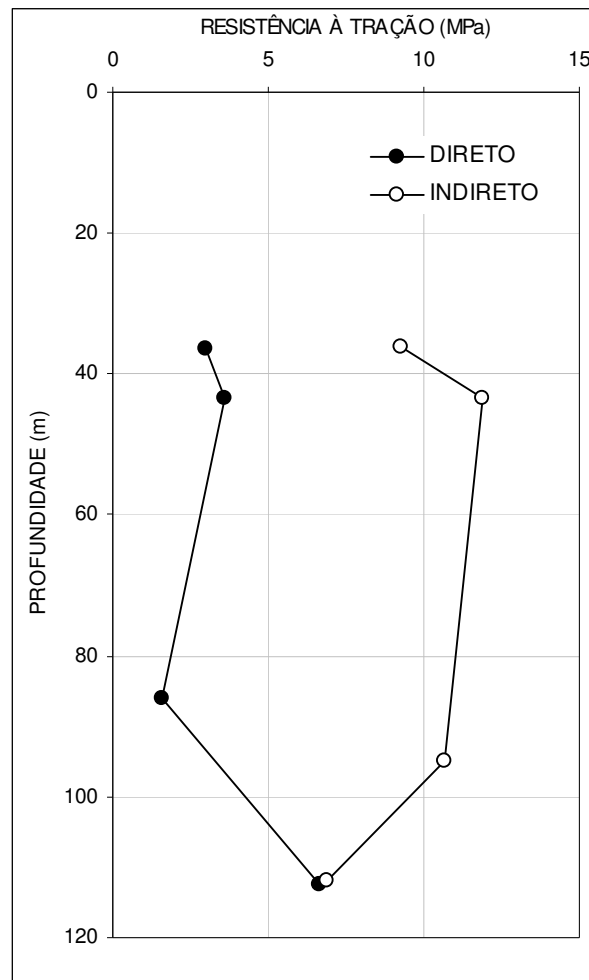


Figura 5.8. – Comparação da resistência à tração entre o fraturamento hidráulico (direto) e por compressão diametral (indireto) para o furo 5.

A Figura 5.9 apresenta os resultados de resistência à tração pelo método direto e indireto para o furo 2. Entre as profundidades de 85 m e 95m pode-se observar uma mesma tendência dos dois métodos onde a resistência à tração em laboratório (método indireto) se mostra maior que a resistência a tração pelo fraturamento hidráulico (direto). Por outro lado da profundidade de 95 m a 115 m existe uma inversão do comportamento devido provavelmente a existência das atitudes da própria rocha intacta e a falta de atuação das tensões principais na rocha intacta no método indireto apresentando resultados menores, já o

método direto pode apresentar alguma variabilidade dos resultados pela própria heterogeneidade da rocha.

Desta comparação pode-se dizer que nos furos 2 e 5 existe uma separação de comportamento da resistência à tração da rocha intacta aos 95 m 90 m de profundidade respectivamente.

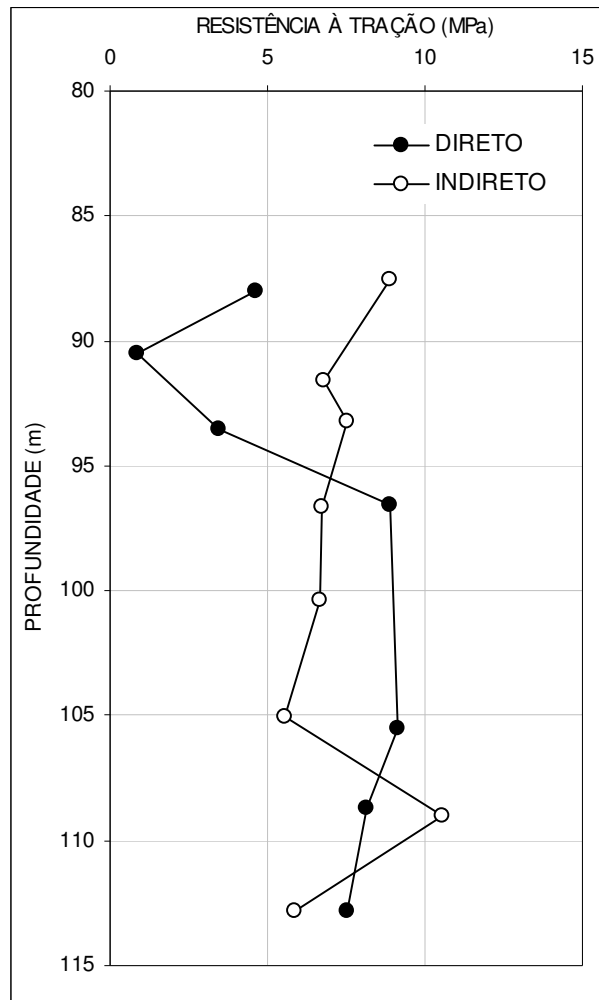


Figura 5.9. – Comparação da resistência à tração entre o fraturamento hidráulico (direto) e por compressão diametral (indireto) para o furo 2.

5.2.4 Compressão triaxial

Os resultados ensaiados a compressão triaxial, foram plotados em termos de tensões principais, a Figura 5.10 apresenta a prensa triaxial do laboratório de Furnas rompendo um CP.



Figura 5.10. – Prensa triaxial.

Os resultados dos ensaios triaxiais para as amostras obtidas do furo de sondagem 05, está apresentado pela Figura 5.11.

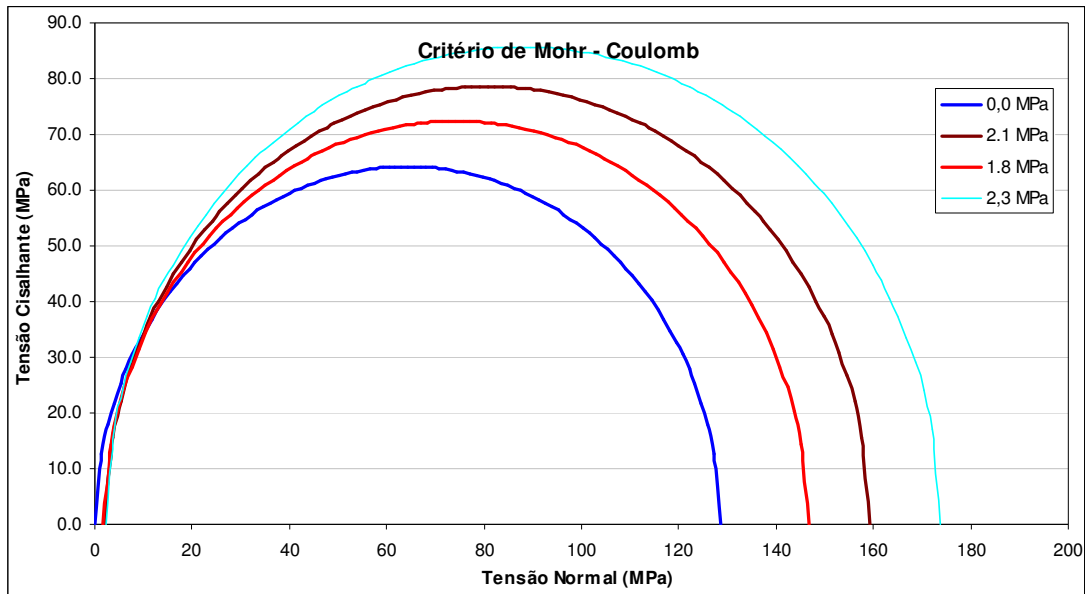


Figura 5.11. – Círculos de mohr ensaio triaxial furo 5.

O valor médio de m_i para o trecho 05, foi obtido através dos resultados dos ensaios triaxiais, compressão simples e diametral. Foi plotado num gráfico com $x = \sigma_3$ e $y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2$, e calculada a regressão linear do mesmo, a partir das constantes da reta de regressão foi obtido o valor de m_i , para cada furo, utilizando o modelo de HB para rocha intacta ($s = 1$ e $a = 0,5$). Através do programa Rocklab, foi e determinado os parâmetros de resistência para a rocha intacta de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown. A Tabela 5.11 e a Figura 5.12, apresentam os resultados para o furo 5, dos parâmetros do maciço rochoso a partir dos parâmetros da rocha intacta obtidos em laboratório e os resultados da classificação GSI obtidos pelo RMR.

Tabela 5.11. – Parâmetros de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown para o maciço segundo resultados das amostras do furo 5.

K_0	σ_{ci}	m_i	GSI	D	c	ϕ	E (GPa)
3.76	127	33	82	0	14.25	50.22	63.10

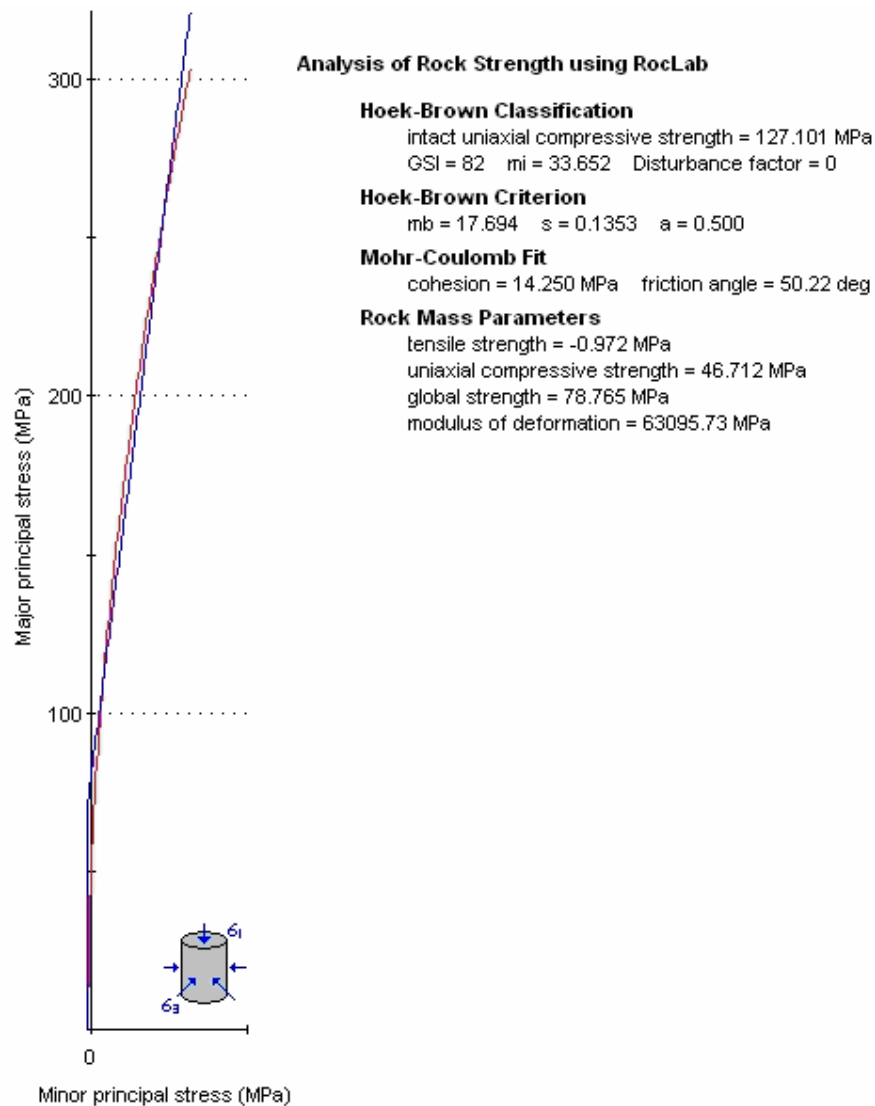


Figura 5.12. – Parâmetros de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown para o maciço segundo resultados das amostras do furo 5.

5.3 ANÁLISE CINEMÁTICA

A fase da análise cinemática buscou recriar com auxílio das ferramentas computacionais, o modelo constitutivo existente em campo, determinando os tipos de suportes adequados, para o maciço rochoso da UHE Simplício.

5.3.1 Projeção estereográfica das discontinuidades

Através das discontinuidades presentes no maciço rochoso do TN3 da UHE Simplício, que foram levantadas em campo e apresentadas anteriormente no item 5.1.3, podem ser lançados como dados de entrada do software DIPS, e possibilitar a representação gráfica da orientação das discontinuidades, por projeção estereográfica no hemisfério inferior. Com esta projeção e ainda com a distribuição de probabilidade de Fisher, o DIPS apresenta a concentração de pólos no estereograma, permitindo definir o número famílias de discontinuidades presentes em cada trecho estudado, conforme apresentados nas Figuras 5.13 à 5.16.

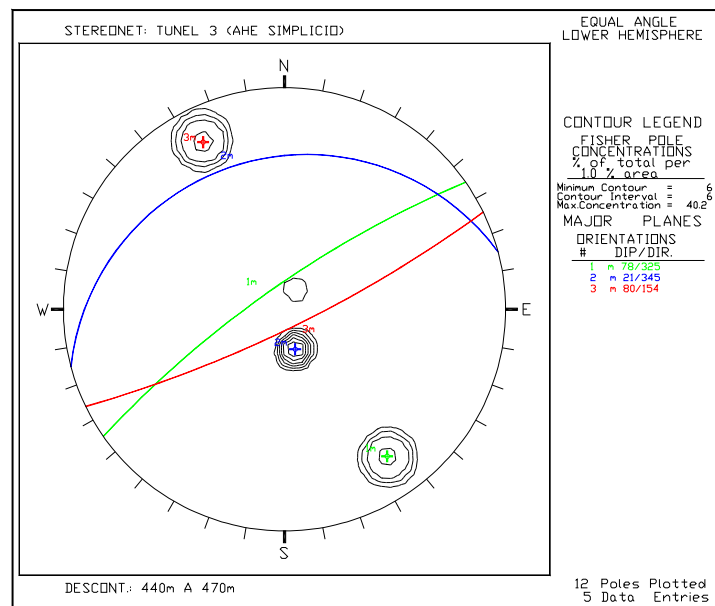


Figura 5.13. – Projeção estereográfica trecho 01.

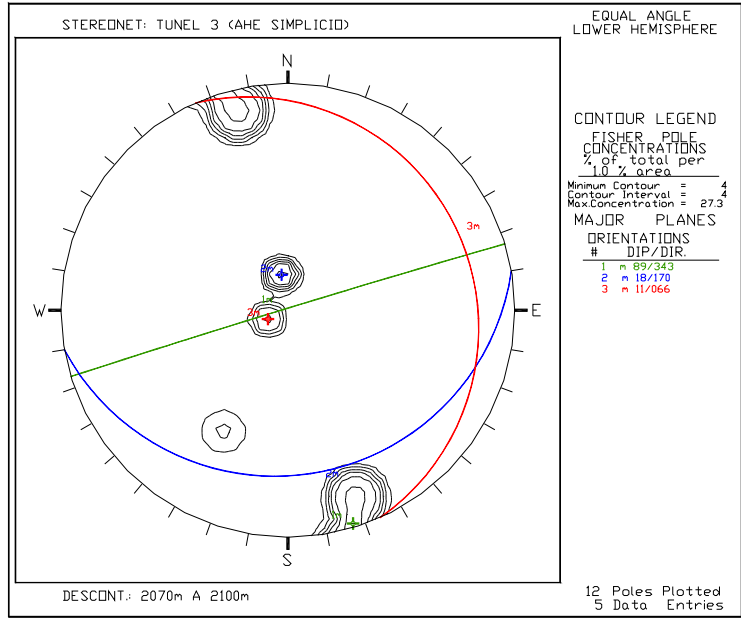


Figura 5.14. – Projeção estereográfica trecho 02.

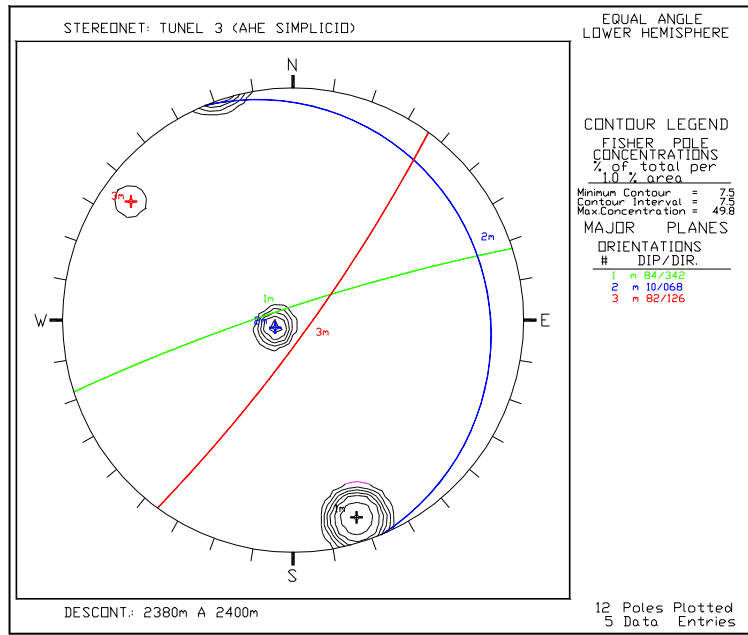


Figura 5.15. – Projeção estereográfica trecho 03.

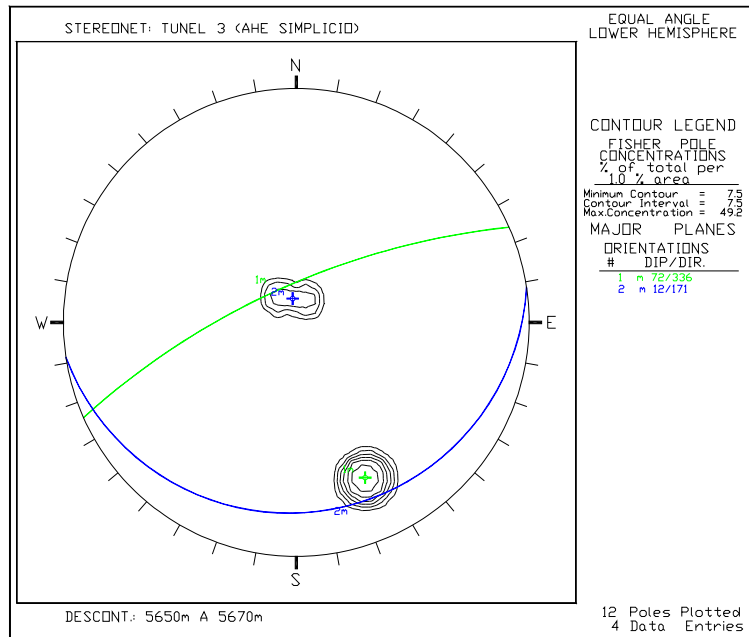
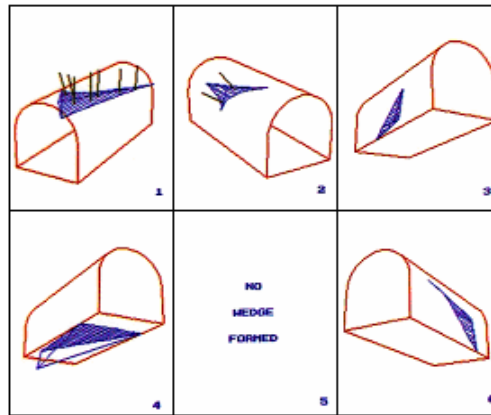


Figura 5.26. – Projeção estereográfica trecho 04.

Portanto pode-se observar que os estereogramas obtidos do software DIPS, que as seções estudadas ocorreram formação de cunhas. Os modos de ruptura e o suporte necessário para manutenção da estabilidade da escavação foi analisado no UNWEDGE.

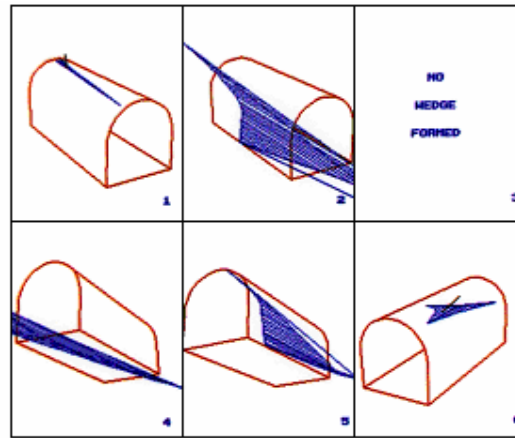
5.3.2 Análise de estabilidade de cunhas

O software UNWEDGE permitiu que as famílias de discontinuidades observadas nas projeções estereográficas pudessem ser sobrepostas sobre a direção e dimensões da escavação, criando assim diversas cunhas, possibilitando dimensionar o suporte necessário. As Figuras 5.17 à 5.20 apresentam os resultados das cunhas formadas em cada trecho levantado do TN3 da UHE Simplício. Pela análise cinemática da estabilidade, foi estimado a necessidade de ancoragem das cunhas a cada metro e com tirantes com 5 m de comprimento e capacidade de carga equivalente de 196 kN.



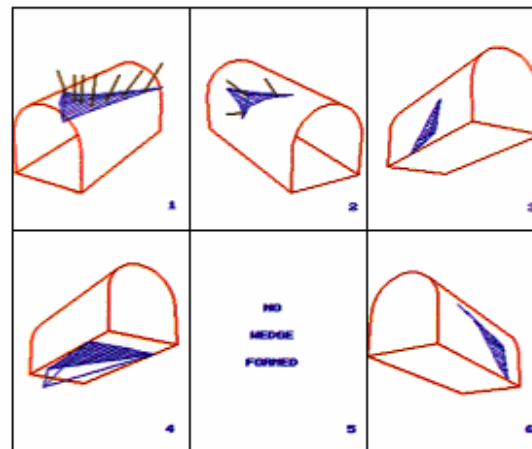
Fator de Segurança=1,66

Figura 5.17. – Análise 3D das cunhas do trecho 01 com suporte de tirantes.



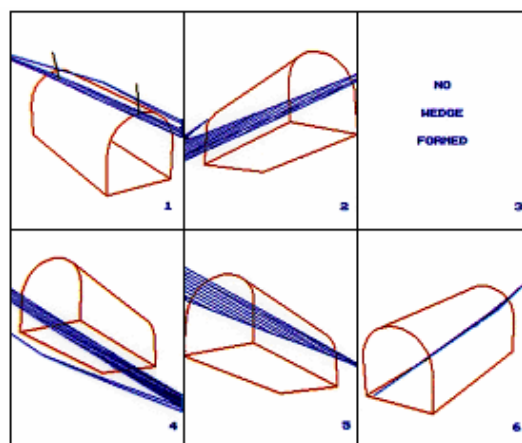
Fator de Segurança=2,17

Figura 5.18. – Análise 3D das cunhas do trecho 02 com suporte de tirantes.



Fator de Segurança=1,63

Figura 5.19. – Análise 3D das cunhas do trecho 03 com suporte de tirantes.



Fator de Segurança=1,60

Figura 5.20. – Análise 3D das cunhas do trecho 04 com suporte de tirantes.

5.4 ANÁLISE NUMÉRICA (FLAC)

Durante o processo de escavação o estado das tensões e deformações da frente de escavação foi realizado o modelo axissimétrico (FLAC), tendo presente a limitação do $K_0=1$, contudo foram estimadas as porcentagem de relaxação para cada etapa de instalação do suporte.

Através do software FLAC, foi possível simular as diferentes fases de escavação do túnel, sendo possível verificar os deslocamentos e as tensões geradas pelas escavações, e ainda aplicar suportes na superfície da escavação observando se houveram pontos de plastificação do maciço rochoso.

Foi adotada uma profundidade de 100 m e peso específico de 26 kN/m^3 , conforme resultados dos índices físicos obtidos em laboratório. Então foram aplicadas tensões horizontais 3.76 vezes maiores que as tensões verticais, conforme resultado médio dos ensaios de fraturamento hidráulico do furo 5.

5.4.1 Modelagem axissimétrica

Através da aproximação com o modelo axissimétrico e modelo constitutivo elástico linear com os resultados do item 5.2.4, foi possível identificar as pressões geradas no TAJ TN3 Simplício. A Figura 5.21 apresenta a malha inicial e as condições de contorno aplicadas. Foi utilizada uma malha de 800 elementos considerando um túnel de 4m de raio e refinada a malha próximo à frente de escavação. A malha foi fixada na direção y, no topo e na base, e na direção x na lateral direita foi aplicada uma tensão inicial em xx igual a $26 \times 100 = 2600$ kPa para K_{0h} e $3,76 \times 26 \times 100 = 9776$ kPa para K_{0H} , sendo que para esta simulação não foi aplicada a gravidade, apenas foi utilizado o modelo elástico com E de 63,10 e coeficiente de Poisson de 0,43 os resultados apresentados a seguir são para K_{0H} de 3,76.

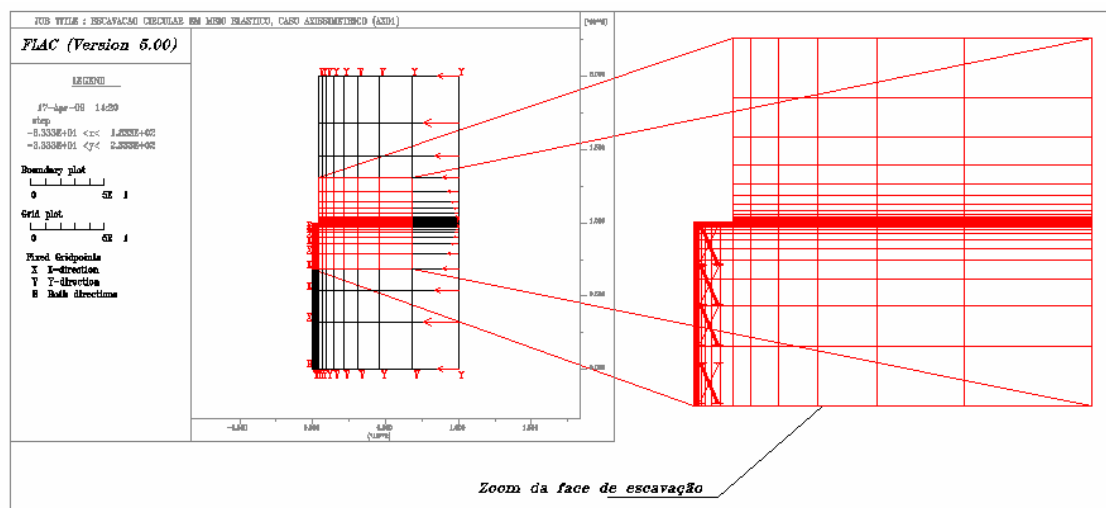


Figura 5.21. – Malha e condições de contorno, com ampliação da face de escavação.

As Figuras 5.22, 5.23 e 5.24 apresentam os deslocamentos encontrados para a simulação em x e y e os vetores deslocamento. Sendo que os deslocamentos máximos obtidos foram para vertical de 0,25mm e horizontal de 3,00mm e o vetor máximo foi de 4,00mm aproximadamente. Por meio dos resultados obtidos, pode-se construir o gráfico de deformação do maciço em relação à frente de escavação, conforme Figura 5.31.

As Figuras 5.25 e 5.26, mostram as tensões geradas no maciço devido a escavação, na direção xx e yy. Pode-se observar que as escavações geram perturbações até aproximadamente quatro vezes seu raio, decrescendo até sua estabilização.

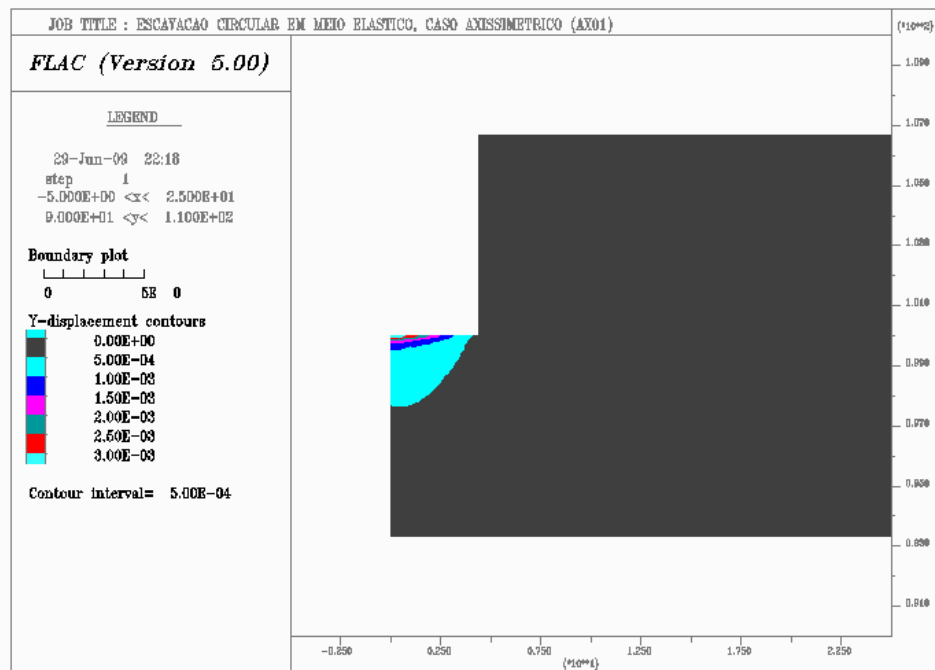


Figura 5.22. – Deslocamento gerados no maciço na direção y.

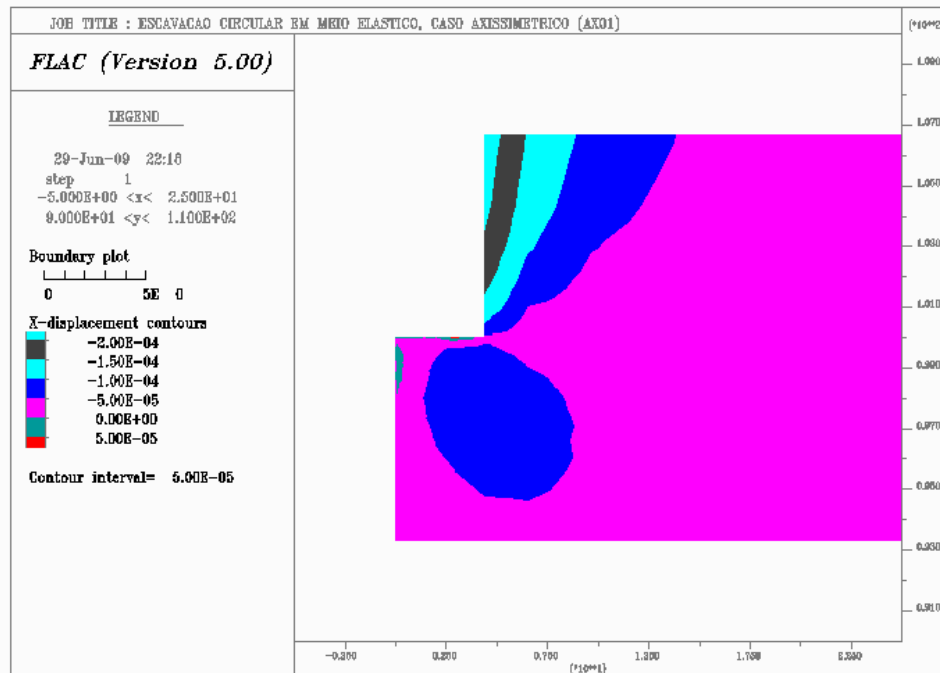


Figura 5.23. – Deslocamento gerados no maciço na direção x.

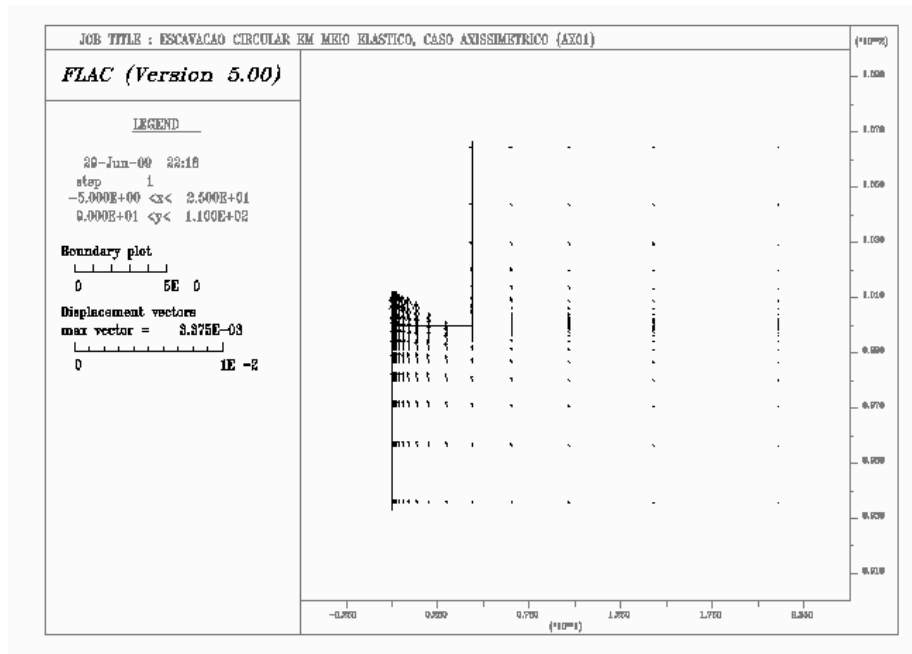


Figura 5.24. – Deslocamentos gerados no maciço.

As Figuras 5.25 e 5.26 apresentam as tensões geradas em xx e yy. Onde foi obtido a tensão vertical máxima de 8,00 MPa na frente de escavação e a tensão horizontal máxima foi de 7,50 MPa no teto da escavação aproximadamente.

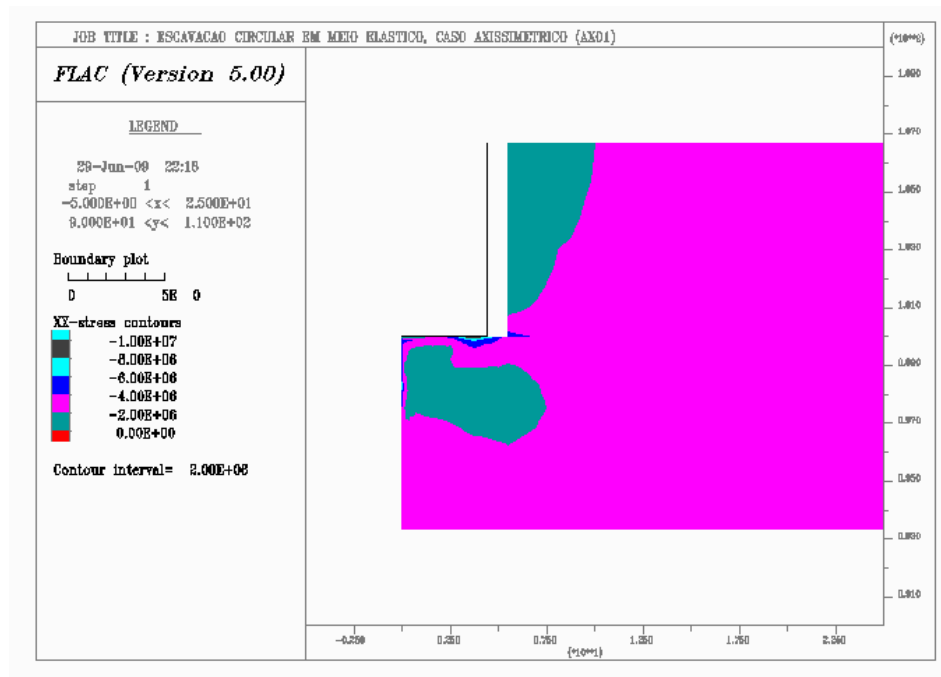


Figura 5.25. – Tensões geradas no maciço em xx.

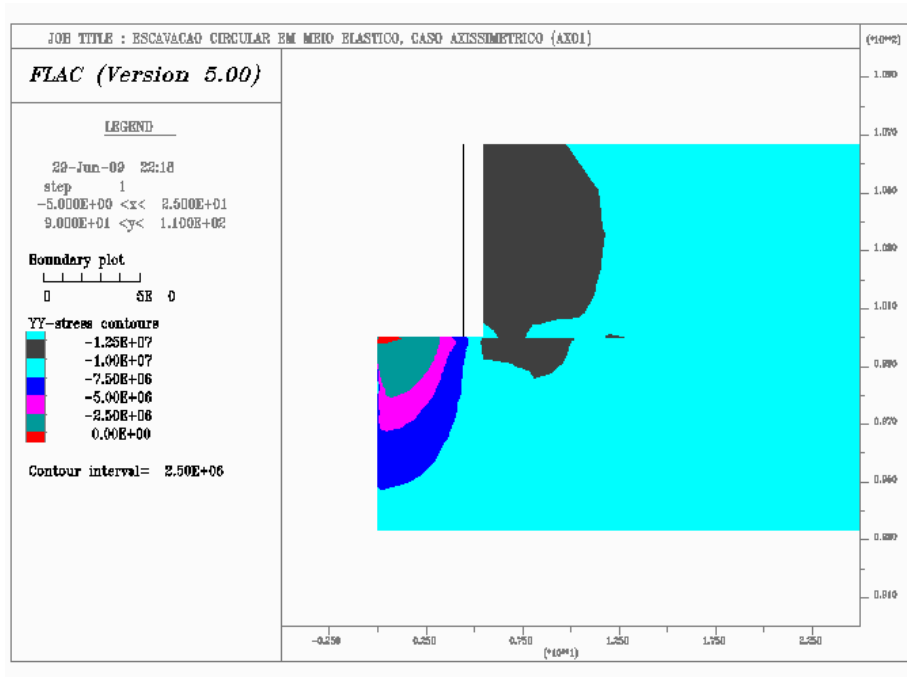


Figura 5.26. – Tensões geradas no maciço em yy.

As pressões encontradas pela simulação axissimétrica foram plotados em relação a distância da frente de escavação, conforme Figura 5.27, possibilitando determinar os percentuais de relaxação em relação a face de escavação.

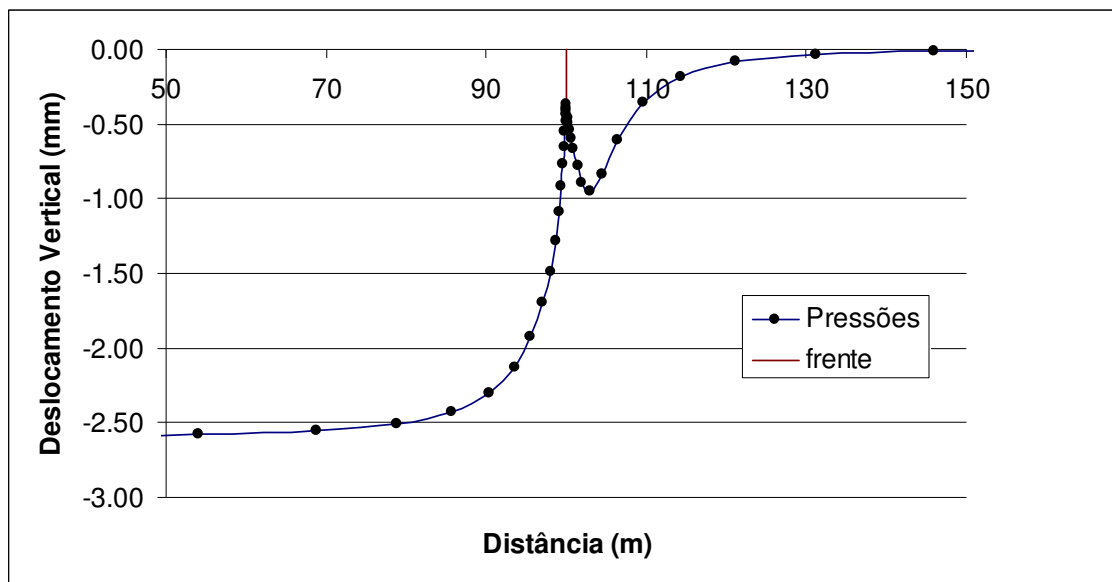


Figura 5.27. – Pressões identificadas pela modelagem axissimétrica.

Através da Figura 5.27 foi identificada um relaxação de 20% para o tempo de instalação dos tirantes e de 50% para o tempo de instalação do concreto projetado, os mesmos que serão adotados na simulação 2D.

5.4.2 Modelo bi-dimensional das fases de escavação e instalação de suportes

A simulação das fases de escavação tanto para o modelo de Mohr-Coulomb quanto para Hoek-Brown foi realizada de acordo com o avanço da frente de escavação. A instalação do suporte foi realizada de acordo com os percentuais de relaxação determinados pela modelagem axissimétrica, e a seqüência de execução de serviços seguida pelo Consórcio Construtor Simplício na obra de Furnas do TN3 do AHE de Simplício Anta. As Figuras 5.29 e 5.30, apresentam a malha gerada para simulação em 2D em estado de deformação plana no programa FLAC, para os dois modelos de ruptura aplicados. As condições iniciais submetidas ao maciço foram:

- fixação da malha na direção x, nas laterais;
- na base fixo na direção y;
- no topo livre.

Para simular as condições originais do maciço rochoso, foi aplicado o estado de tensões naturais de $\gamma.z$ na vertical e 3.76 vezes na horizontal conforme mostra a Figura 5.28.

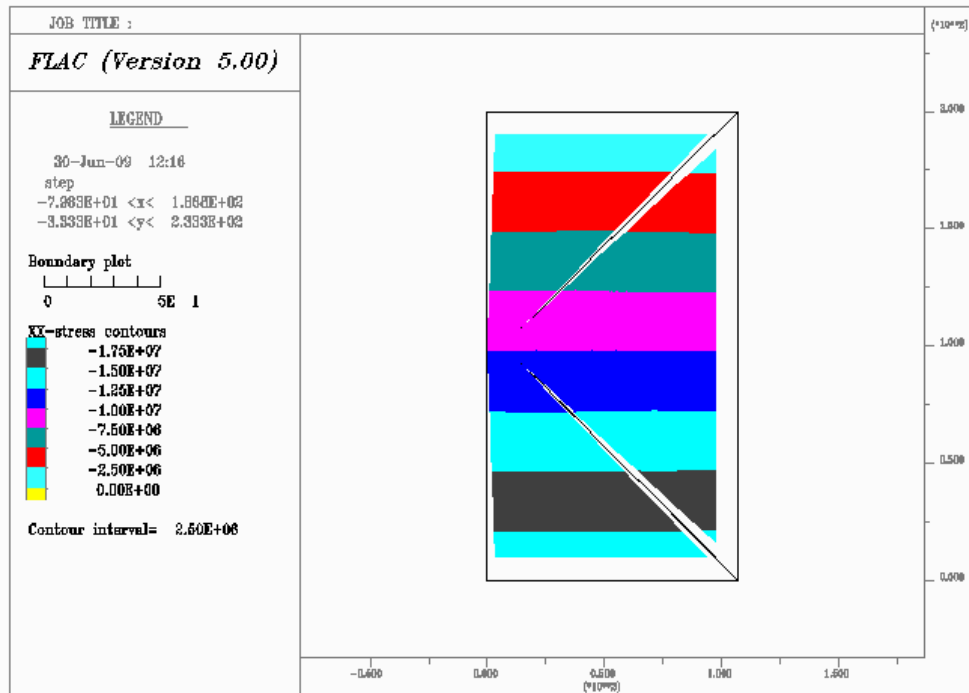


Figura 5.28. – Tensões naturais no maciço rochoso.

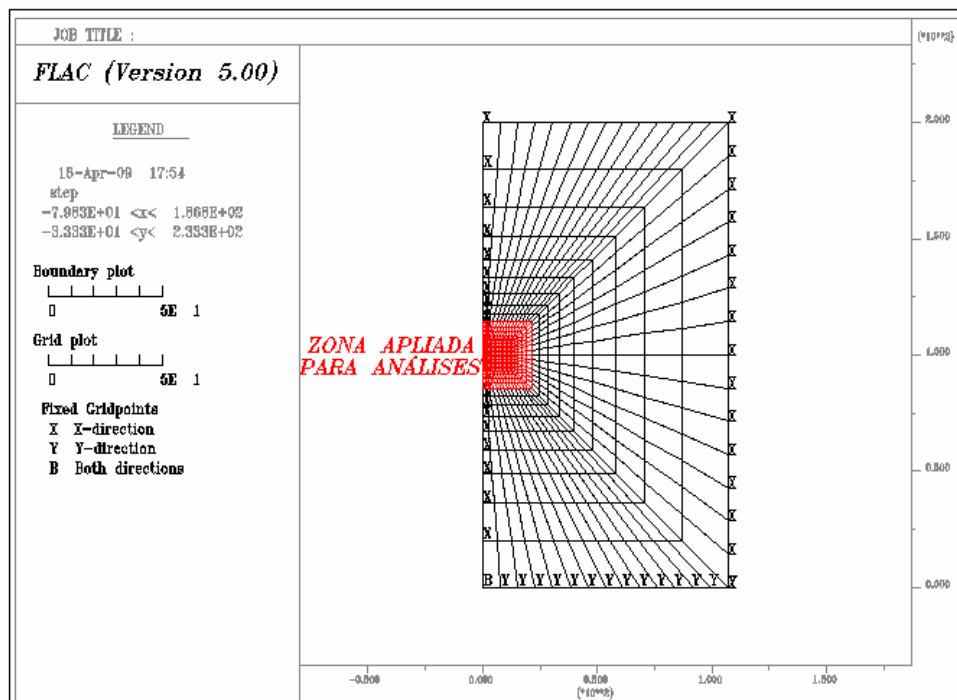


Figura 5.29. – Malha adotada e condições de contorno.

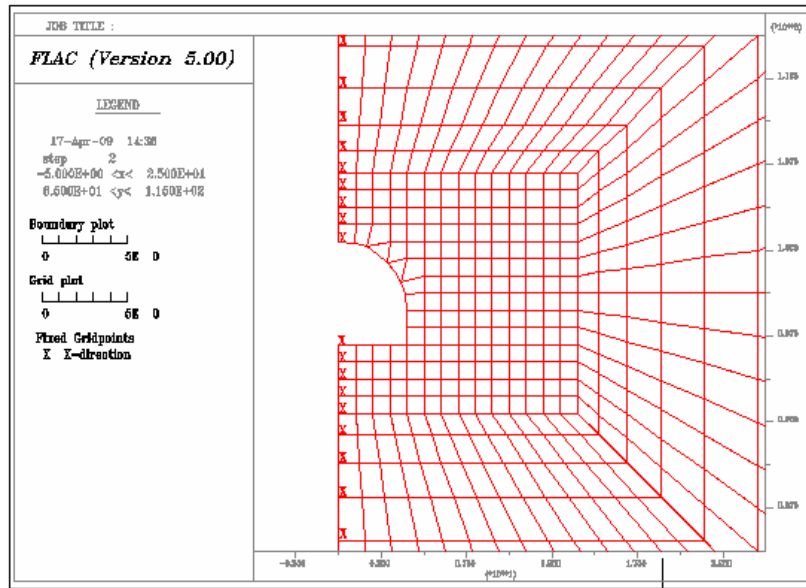


Figura 5.30. – Detalhe da malha próxima a escavação e utilizada para análises dos modelos.

A primeira etapa das simulações foram realizadas aplicando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb ao maciço rochoso. Os parâmetros adotados para o maciço rochoso, foram apresentadas nos itens anteriores deste capítulo. As Figuras 5.31 à 5.37, apresentam as análises geradas com 100% de relaxação já instalado o suporte. Nas Figuras 5.31 e 5.32, são mostradas as tensões geradas pela escavação, concentrando as maiores tensões na parede para tensões em xx, e no piso para yy.

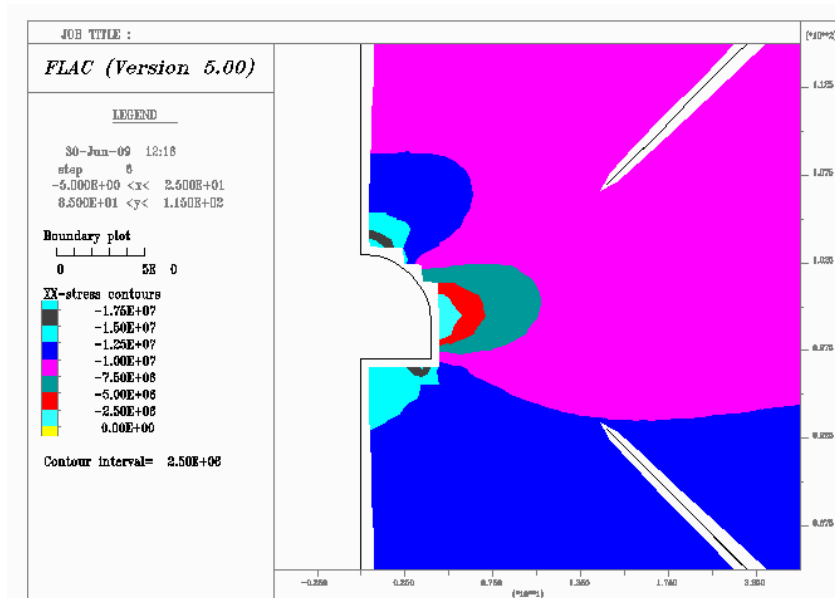


Figura 5.31. – Tensões geradas no maciço na direção xx – Critério de Mohr-Coulomb.

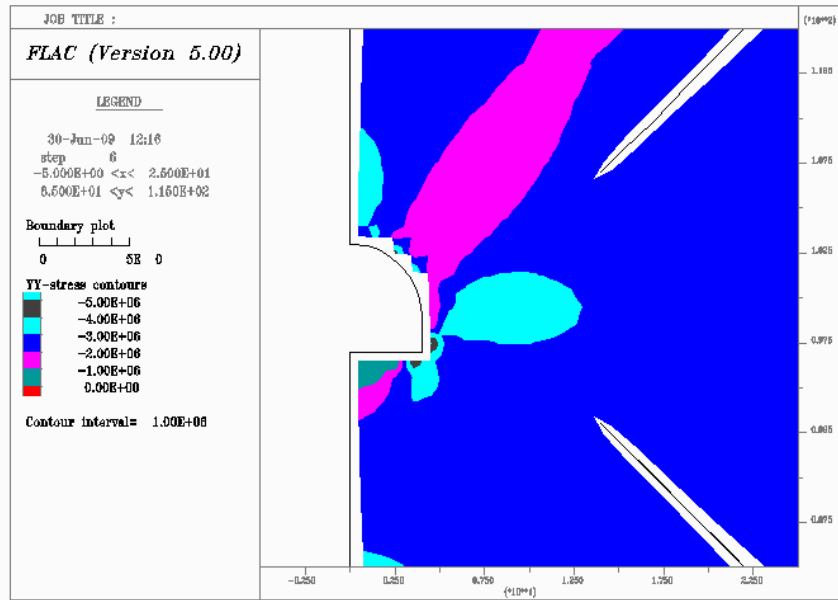


Figura 5.32. – Tensões geradas no maciço na direção yy – Critério de Mohr-Coulomb.

As Figuras 5.33 e 5.34 apresentam os deslocamentos em x e y. É possível observar que o deslocamento máximo obtido para a parede do túnel de 0.8mm e para o teto 0.3mm.

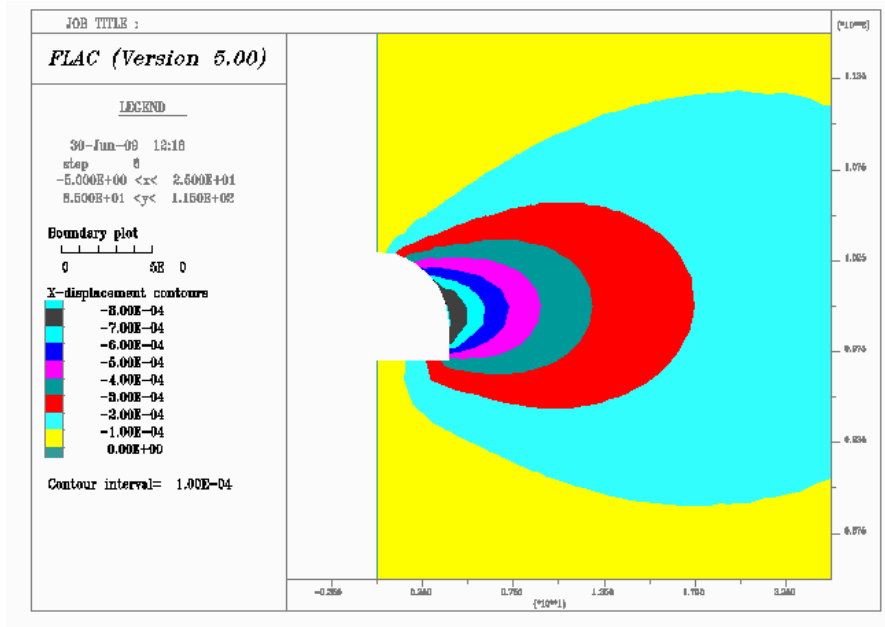


Figura 5.33. – Deslocamentos em x - Mohr-Coulomb.

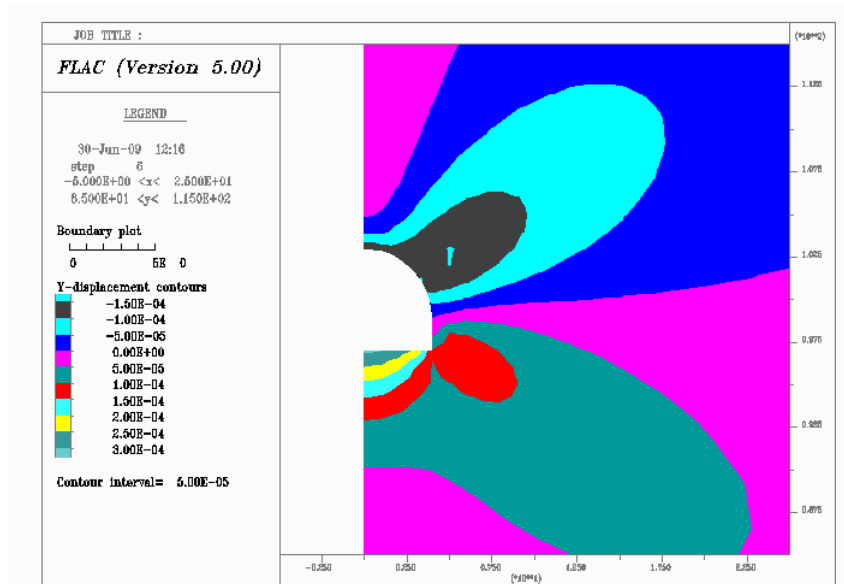


Figura 5.34. – Deslocamentos em y - Mohr-Coulomb.

Para a verificação do estado de tensões do maciço após a relaxação de 100% e aplicação do suporte, foi extraído o gráfico com os possíveis pontos de plastificação do maciço analisado, conforme Figura 5.35. Pode-se verificar que houve alguns pontos próximos à plastificação na parede do túnel para as condições analisadas.

A Figuras 5.36, apresenta os esforços realizados pelos suportes em tirantes e concreto projetado simultaneamente aplicados para 100% de relaxação.

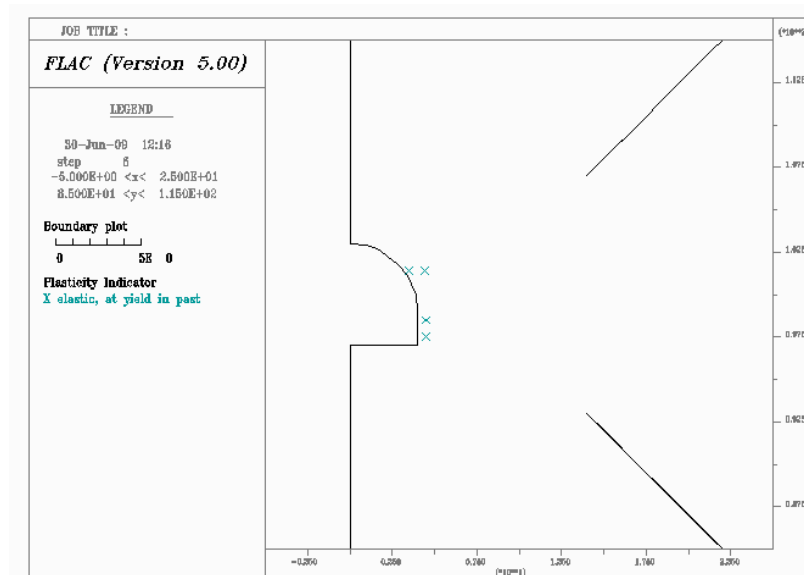


Figura 5.35. – Nível de solicitação do maciço - Mohr-Coulomb.

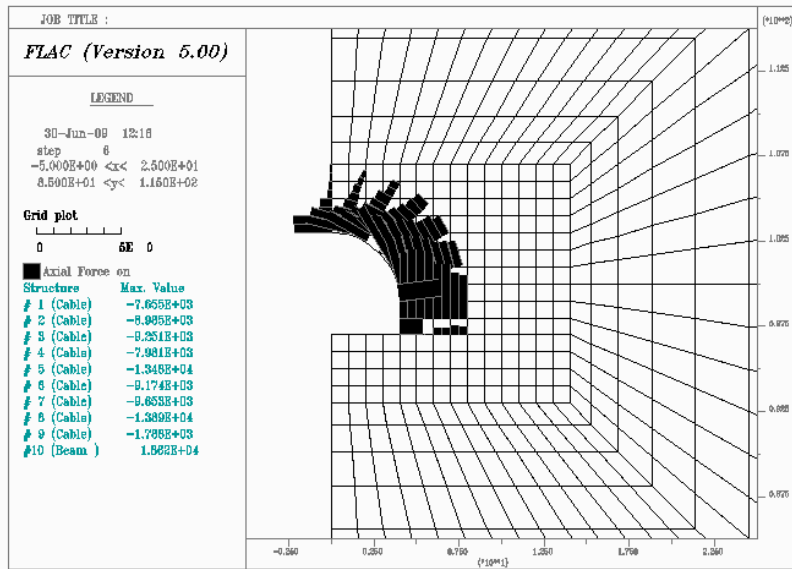


Figura 5.36. – Solicitação do concreto projetado e tirantes - Mohr-Coulomb.

A segunda etapa das simulações foi realizada aplicando o maciço rochoso ao critério de ruptura de Hoek-Brown. Os parâmetros adotados para o maciço foram apresentados no item 5.2.4. As Figuras 5.37 à 5.42, apresentam as análises geradas com 100% de relaxação.

A Figura 5.37, apresenta as tensões na direção xx geradas no maciço devido as escavações, pode-se observar que houve a concentração maior na parede do túnel.

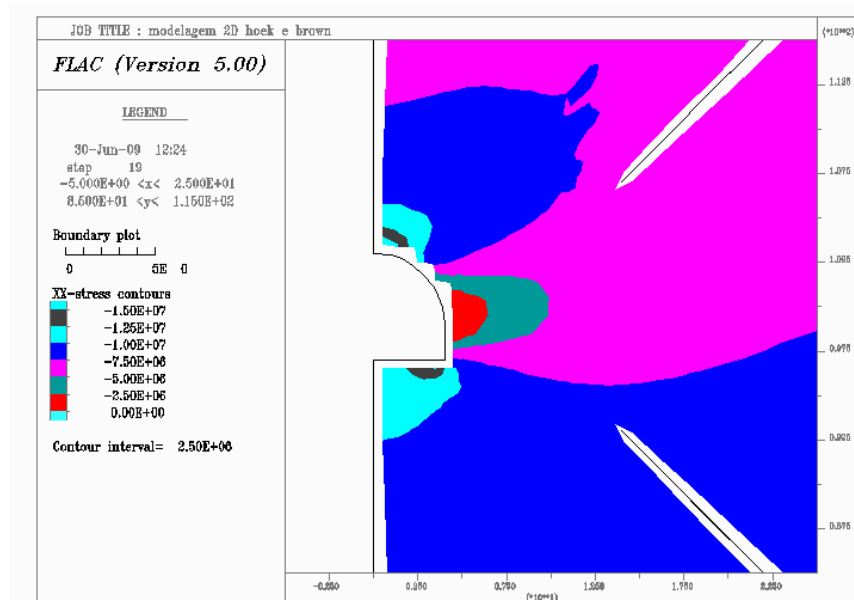


Figura 5.37. – Tensões geradas no maciço na direção xx - Hoek-Brown.

A Figura 5.38 mostra as tensões geradas no maciço causado pela escavação do túnel, os maiores valores são notados na base do túnel.

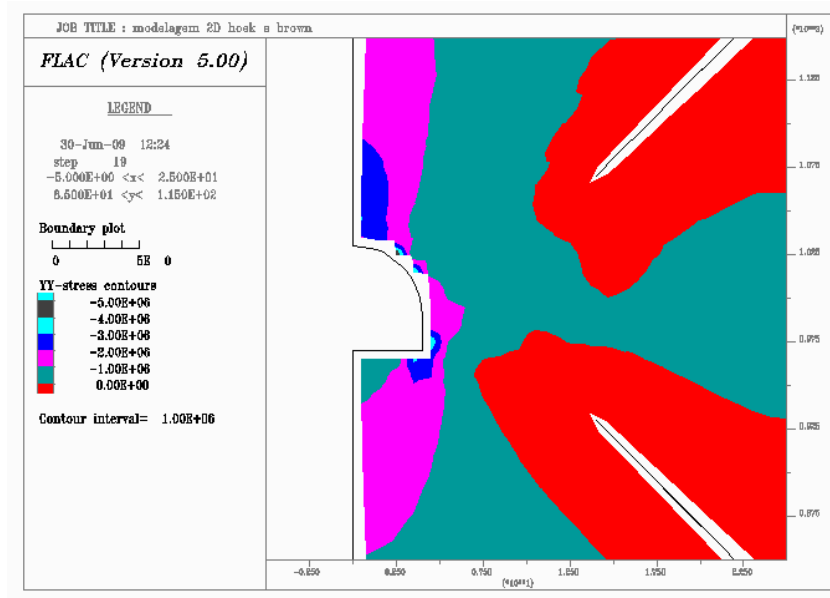


Figura 5.38. – Tensões geradas no maciço na direção yy - Hoek-Brown.

As Figuras 5.39 e 5.40 apresentam os deslocamentos em x e y, para 100% de relaxação. É possível observar que o deslocamento máximo obtido para a parede do túnel foi de 0.8mm e para o teto 2.30mm.

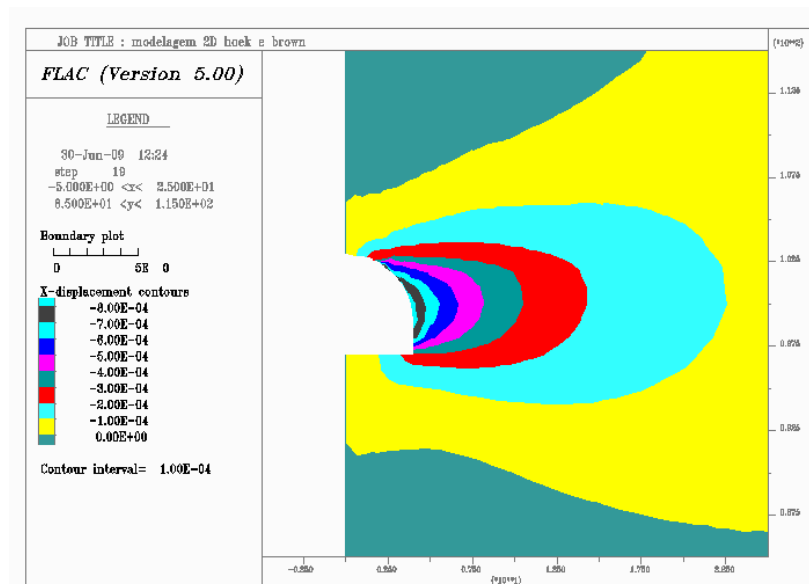


Figura 5.39. – Deslocamentos em x - Hoek-Brown.

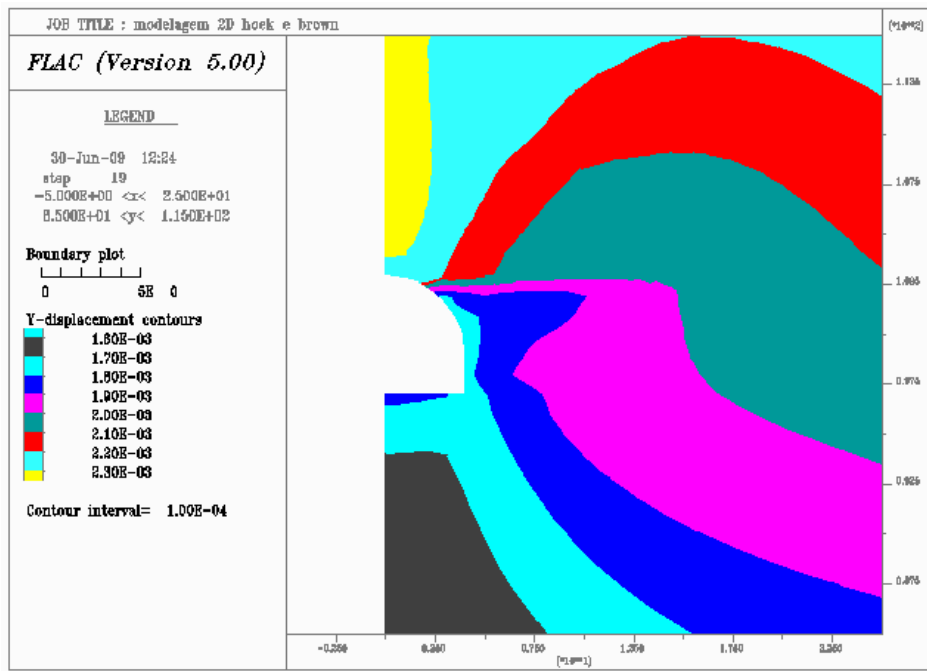


Figura 5.40. – Deslocamentos em y - Hoek-Brown.

Para a verificação do estado de tensões do maciço após a relaxação de 100% e aplicação do suporte, foi extraído o gráfico com os possíveis pontos de plastificação do maciço analisado, conforme Figura 5.41. Pode-se verificar que houveram poucos pontos próximos da plastificação no entorno da escavação do maciço rochoso para as condições analisadas.

A Figura 5.42, apresenta os esforços realizados pelos suportes em tirantes e concreto projetado simultaneamente para relaxação 100%, onde o valor máximo encontrado para suporte foi no tirante da parede com o valor 133 kN, esse valor máximo na parede é comprovado pela análise de deformação máxima também encontrada na parede do túnel.

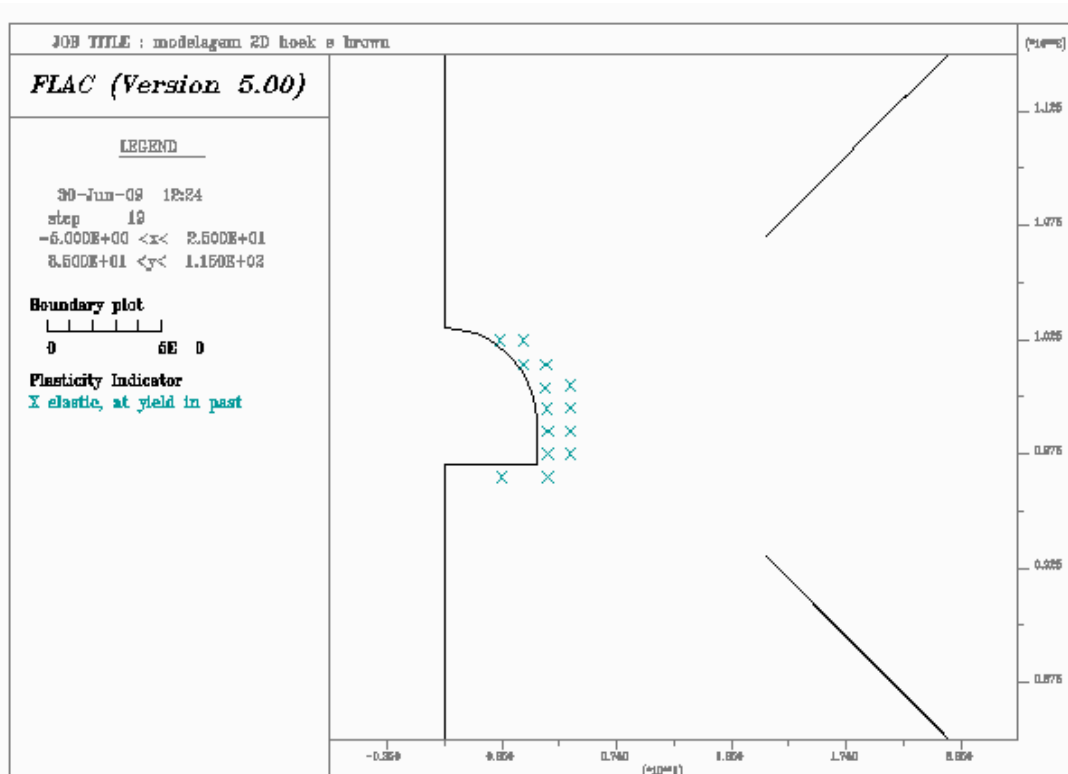


Figura 5.41. – Nível de solicitação do maciço - Hoek-Brown

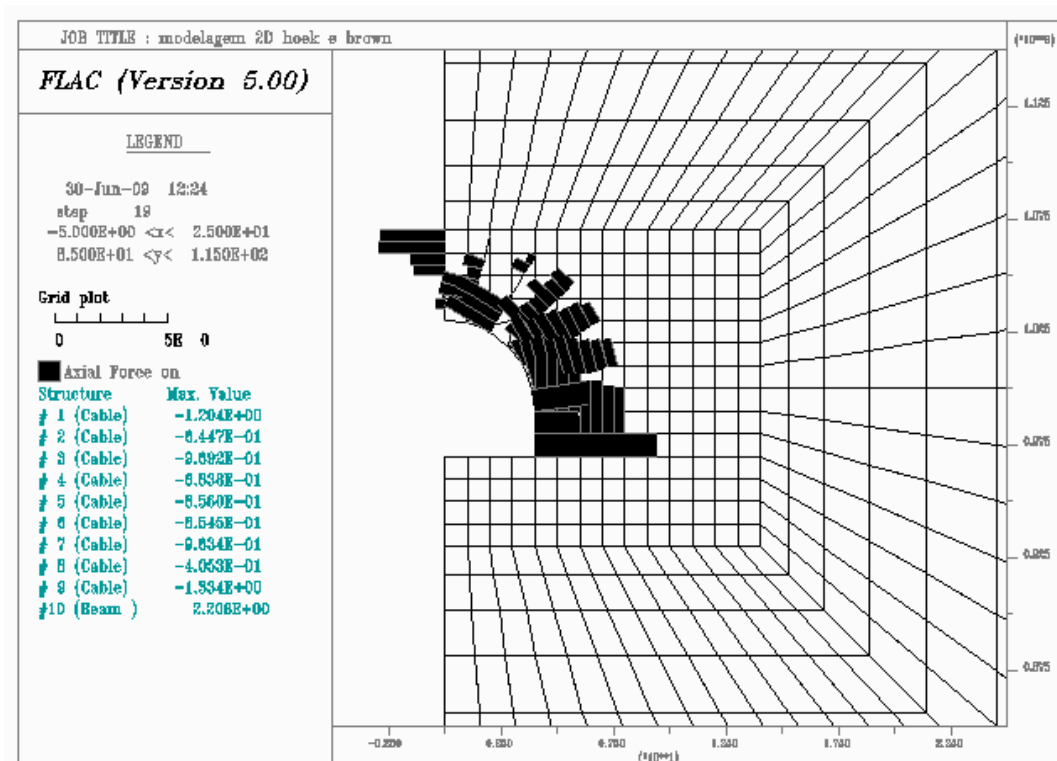


Figura 5.42. – Solicitação do concreto projetado e tirantes - Hoek-Brown.

5.4.3 Comparação das tensões analíticas e numéricas

Com os resultados das tensões radial e tangencial foi construída Figura 5.43, que apresenta o comparativo entre simulação realizada pelo FLAC segundo critério de Mohr Coulomb e a aplicação direta das equações de Kirsh. O desenvolvimento das curvas de tensão radial e tangencial, em relação ao maciço, apresenta-se muito próximas nas duas metodologias trabalhadas, comprovando que para um modulo de elasticidade alto e o grau de alteração do maciço, como o caso de estudo, o comportamento mostra-se praticamente apenas no regime elástico.

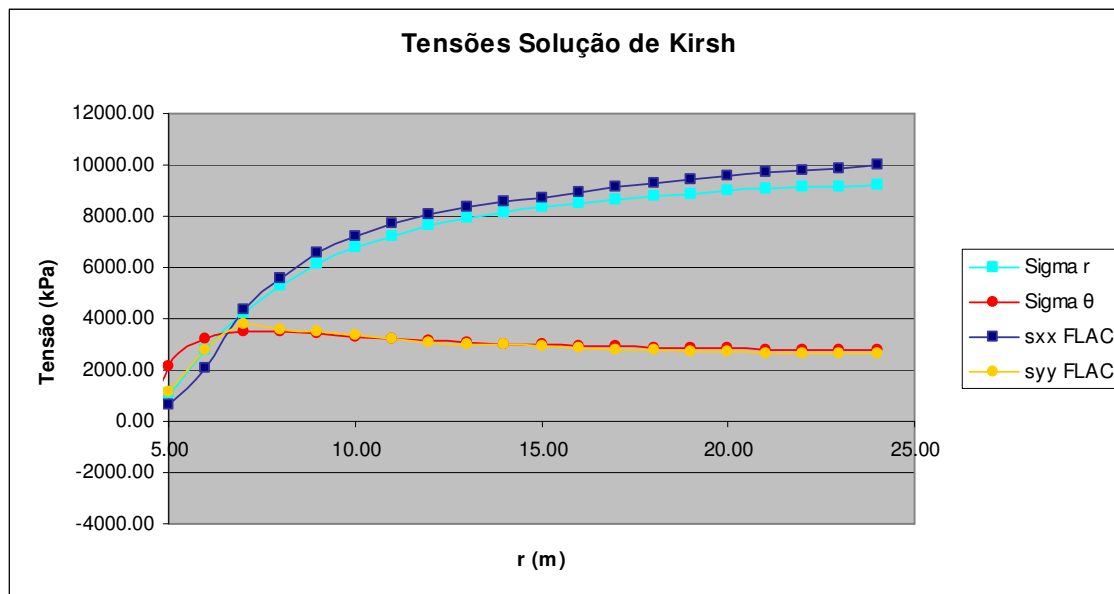


Figura 5.43. – Comparação entre Equações de Kirsh e Flac-Mohr Coulomb em termos de tensões radial e tangencial.

5.4.4 Ajuste do modulo deformabilidade com os deslocamentos monitorados

Após a primeira análise dos resultados das deformações, o módulo de deformação inicial foi modificado até o valor de 35 GPa, de modo que a deformação na parede à 100% de relaxação, igualasse a deformação após 30 dias monitorada em campo. A Figura 5.44 e 5.45 apresentam as deformações geradas em xx e yy. Toda a etapa de ajustes foi realizada apenas para o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

A Figura 5.46 e 5.47, apresentam as deformações obtidas para o teto e parede respectivamente, por meio das análises numéricas com a retro-análise do modulo de deformabilidade do maciço rochoso.

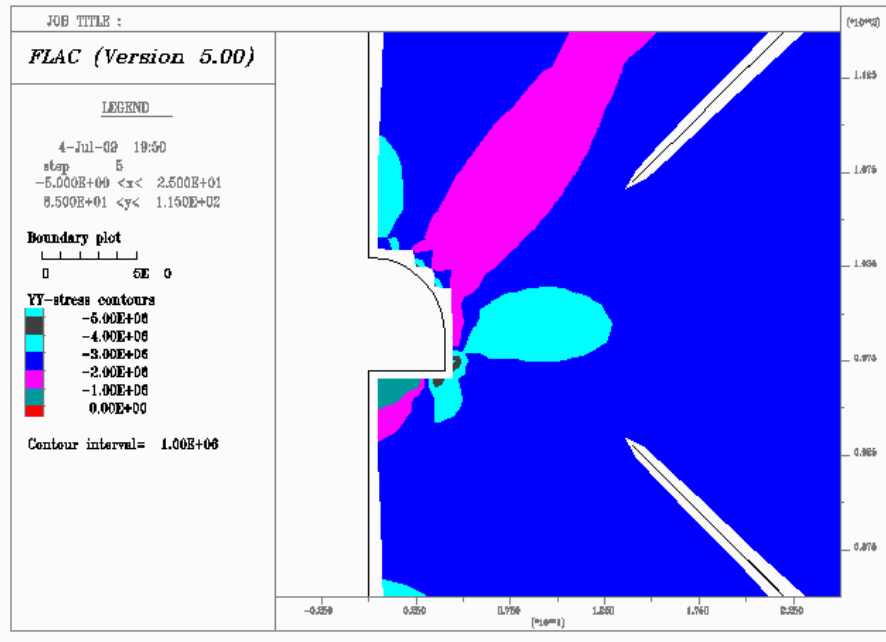


Figura 5.44. – Deformações em xx.

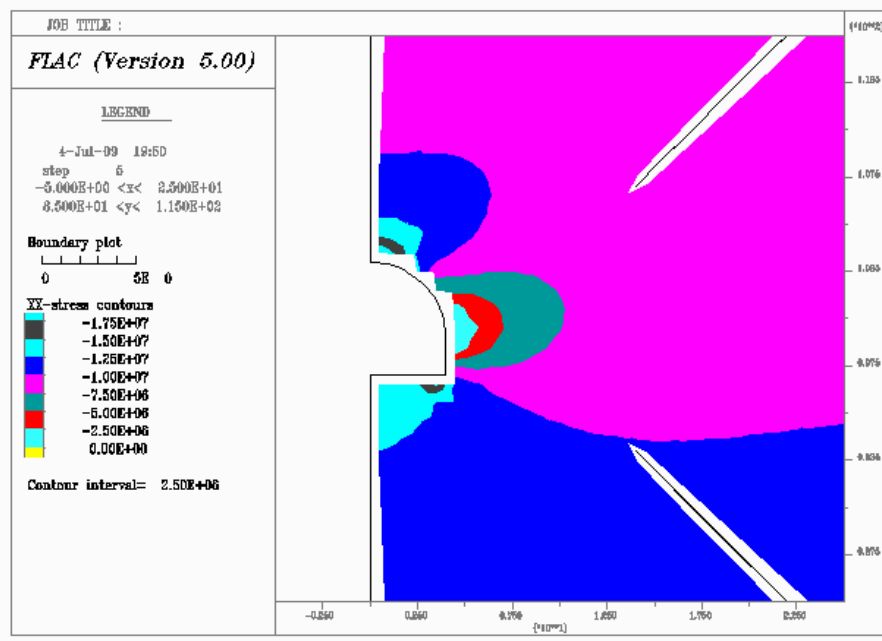


Figura 5.45. – Deformações em yy.

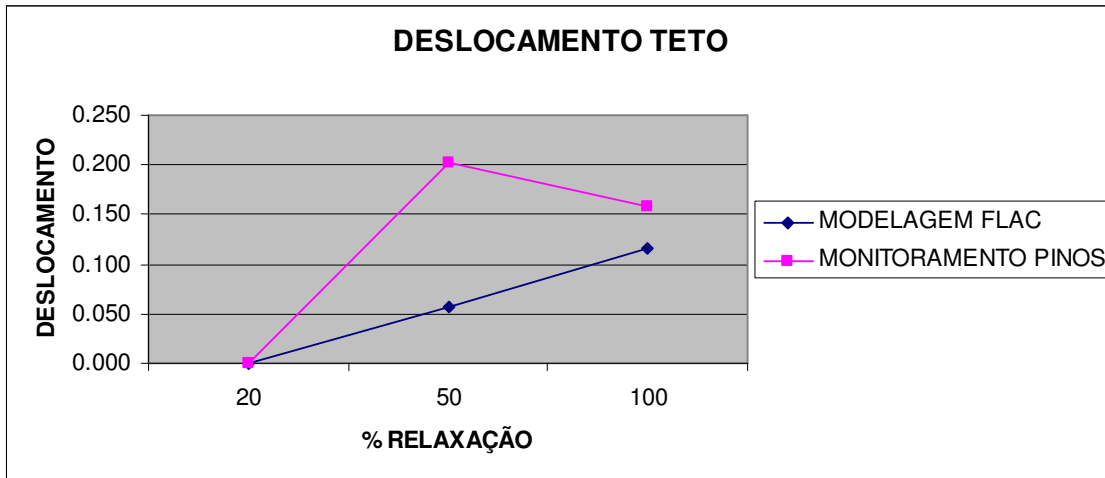


Figura 5.46. – Deformação no teto (monitoramento x modelagem).

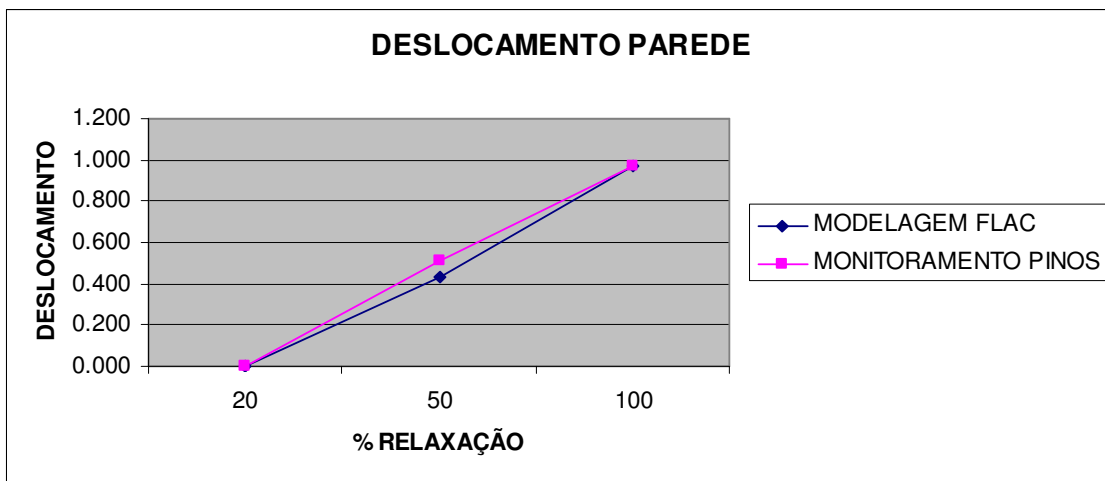


Figura 5.47. – Deformação na parede (monitoramento x modelagem).

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de fraturamento hidráulico e tração por compressão diametral, conforme Figuras 5.8 e 5.9, não foram iguais, existindo uma considerável diferença acima de 20% nos resultados.

A realização dos testes em laboratório cria condições e propõe distribuição de esforços que não são iguais às condições de campo onde, apesar do ensaio ser realizado no maciço intacto, existe em volta um maciço fraturado, com heterogeneidade e anisotropias, que não podem ser totalmente controladas, e a distribuição dos esforços ocorre de modo muito singular.

Em campo pode-se caracterizar a propriedade da resistência à tração do maciço para o volume de controle correspondente ao ensaio de hidrofraturamento por conseguinte maior que o ensaio em laboratório. No laboratório, pode-se obter a resistência à tração do corpo-de-prova, teoricamente homogêneo, sem a presença de agentes externos e as interferências das fronteiras, ou seja, o volume de controle do ensaio é a rocha intacta. Por outro lado, a análise da variação dos resultados com a profundidade pode indicar mudanças de comportamento mecânico da rocha intacta e do maciço rochoso.

Para o caso de estudo UHE Simplício, segundo o valor de RMR (Bieniawski, 1989) encontrado através do levantamento estrutural do maciço, realizado em campo, e apresentado pelas Tabelas 5.3 e 5.4, sugere suporte da classe 01 ou concreto projetado padrão e aplicação de tirantes curtos e localizados. Pela análise cinemática de estabilidade de blocos, a modelagem estimou a necessidade de ancoragem das cunhas a cada metro e com tirantes com cinco metros de comprimento e capacidade de carga equivalente de 196 kN.

Comparando o dimensionamento de suporte por meio do sistema RMR, com a análise cinemática de estabilidade de blocos, ambas apresentaram-se como complemento entre elas, e o uso em conjunto tem muita importância, sobretudo pelas características de variabilidade que as descontinuidades podem apresentar em termos de espaçamento, tamanho, orientação, etc.

Os resultados preliminares obtidos pelos deslocamentos modelados no FLAC-Mohr Coulomb e do monitoramento de convergência, através das Figuras 5.44 e 5.45, mostraram-se aproximados. Já a retro-análise da convergência com a variação do módulo de deformabilidade, alcançou bons resultados para a parede com $E=35\text{GPa}$, no entanto as variações das deformações com 20% e 50%, e com relação a parede e o teto, foram diferenciais. Mostrando que deve ser retro-analisado separadamente as deformações produzidas pelo teto e paredes do túnel.

Os resultados das análises pelos modelos de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, foram bem caracterizados quando estudos em termos de parâmetros de rocha intacta e maciço fraturado respectivamente, fornecendo esforços máximos por elementos estrutural de suporte aplicado ao maciço, e subsidiando a análise mais eficiente para o maciço. Assim a modelagem do TAJ TN3 de Simplício, se mostrou eficiente, quanto ao modelo de suporte adotado com tirantes de metro em metro, e comprimento de 4 metros, somado ao concreto projetado com espessura média de 4cm.

Os resultados das tensões induzidas geradas pelo modelo de Mohr-Coulomb através do FLAC comparado com as equações de Kirsh, conforme a Figura 5.43, apresentam-se bastante próximas, comprovando que para a modelagem considerando os parâmetros do maciço rochoso, e para as condições de K_0 solicitados no modelo constitutivo, o maciço trabalha praticamente na fase elástica. Portanto para o caso de estudo, as equações de Kirsh, poderiam ser bem aplicadas para análise das escavações e dimensionamento do suporte.

6.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros recomenda-se analisar a escavação do TN3 de Simplício, em modelagens tridimensionais de deslocamentos com o monitoramento convergência para os furos 01 e 02, buscando retroanalisar os resultados dos ensaios de laboratório.

Sugere-se futuramente simular análises 3D aplicada a túneis, onde não será mais necessário aplicar etapas de relaxação e será possível simular o verdadeiro comportamento do processo de instalação do suporte em túneis.

Futuramente devem ser comparados os resultados obtidos pelos ensaios de tração direto, fraturamento hidráulico e compressão diametral, com os resultados de outros casos, com o objetivo de comprovar a relação apresentada, do grau de alteração do maciço rochoso, aos parâmetros de resistência da rocha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 12.766/92: *Rochas - determinação da massa específica aparente, porosidade aparente e absorção de água aparente*. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 12.767/92: *Rochas - determinação da resistência à compressão uniaxial*. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 7.222/94: *Resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 2938/92: *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens*. 1992.

_____. ASTM D 2664/86: *Standard Test Method for Triaxial Compressive Strength of Undrained Rock Core Specimens Without Pore Pressure Measurements*. 1986.

AMADEI, B., STEPHANSSON, O. *Rock Stress and Its Measurement*. Chapman and Hall. 1997, p. 490.

BARTON, N., CHOUBEY, V. *The shear-strength of rock joints in theory and practice*. Springer-Verlag. 1974 p. 1-54.

BIENIAWSKI, Z.T. *Rock mass classification in rock engineering*. Proc. Symp. On Exploration for Rock Eng. Balkema, 1976, Vol. 1, p. 97-106.

BIENIAWSKI, Z.T. *The Geomechanics Classification in rock engineering applications*. Proc. 4th Int. Cong. On Rock Mech ISRM Montreux. Balkema, Boston, 1979, Cap. 5, p. 55-95.

BIENIAWSKI, Z.T. *Engineering Rock Mass Classifications*. Wiley. New York, 1989. p. 251.

BOWLES, J. E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. McGraw-Hill, Colombia, 1981, p.215

BRADY, B. H. G.; BROWN, E. T. *Rock Mechanics for Underground Mining*. Chapman & Hall. London, 1994, p571.

CUNDALL, P. A. *Formulation of a three dimensional distinct element model-Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system of many polyhedral blocks*. Int.J.Rock Mech.Min.Sci.Geomech, 1987, p. 107-116.

DEERE, D.U. & MILLER, R.P. *Engineering classification and index properties for intact rocks*. Tech. Rep. Air Force Weapons Lab., New Mexico, 1966, p. 65-116.

FABIANI, P.A.A., QUADROS, E.F., BITAR, O.Y. *Ensaio de compressão uniaxial com determinação do módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson, e ensaios para*

determinação indireta da resistência à tração em amostra de agalmatolito. IPT. São Paulo, Relatório técnico n. 61, 2002, p.408.

FRANKLIN, J. E DUSSEAULT, M. *Rock Engineering*. McGraw-Hill, 1989, p. 591.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS Relatório de Consultoria da AHE Simplício GRE – 03/06, Brasília, 2006.

GOODMAN, R. E. *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. West Publishing., New York, 1975, p. 422.

GOODMAN, R. E. *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd ed. John Wiley & Sons., New York, 1989, p. 562.

HAIMSON, B. C. *A Simple Method for Estimating In Situ Stress at Great Depths*. Field Testing and Instrumentation of Rock, ASTM STP 554. American Society for Testing and Materials, 1974 p.156-182.

HAIMSON, B. C., LEE, C. F. *Hydrofracturing stress determinations at Darlington*. In: 13th Symposium Rock Mechanics, Toronto, 1980, p.42-50.

HOEK E. AND BROWN E.T. *Underground Excavations in Rock* . *Inst. Min. Metall.* Londres, 1980, p.527.

HOEK, E., KAISER, P. K., BAWDEN, W. F. *Support of underground excavation in hard rock*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1995, p. 215.

HOEK E. AND BROWN E.T. *Underground Excavations in Rock*. Rev. 02. London, 2006, p. 338.

HUDSON, J. A., HARRISON, J. P. (1997). *Engineering Rock Mechanics: An introduction to the principles*. Pergamon Press. London, p. 444.

INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS *Suggested method for rock characterization testing and monitoring*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr, 1977.

ITASCA, *FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua*, User's Guide. Itasca Consulting Group, Inc. USA, 2002a.

ITASCA, UDEC, *Universal Distinct Element Code*, User's Guide. Itasca Consulting Group, Inc. USA, 2002b.

ITASCA, *FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*, User's Guide. Itasca Consulting Group, Inc. USA, 2003.

JAEGER, J. C., COOK N. G. W. AND ZIMMERMAN, R. W. *Fundamentals of rock mechanics*. 4ª Edição. Austrália, 2007.

MAFRA, J. M. Q. *Estudo de Tensões Virgens em Maciços Rochosos: O Caso UHE Ita*, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 2001, p. 191.

MANGOLIM, F. A., OJIMA, L. M. *Planejamento de Investigações*. In: Simpósio sobre tuneis urbanos, Anais. São Paulo. ABGE, CBT, 1995, p. 11-20.

PORTUGAL, A. C., PAVONI, R. B. *Modelos Analíticos e Numéricos Aplicados a Escavações Subterrâneas*. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, 1993.

RABCEWICZ L. *O Novo Método Austríaco de Abertura de Tuneis*, ABGE. Tradução Santo Bertin Neto. São Paulo, 1964, p. 222.

NETO, R. F. *Ruptura e Colapso de Tuneis Urbanos em NATM*. Dissertação de Mestrado – EPUSP. 1999, p. 171.

ROCSCIENCE *Examine3D, A 3D computer-aided engineering analysis package for underground excavations in rock*, USERS' MANUAL, Version 4.0, Rocscience, Inc., Toronto, Canada, 1998.

ROCSCIENCE *Dips, Plotting, Analysis and Presentation of Structural Data Using Spherical, Projection Techniques*, User's Guide, Rocscience, Inc., Toronto, Canada, 2002.

ROCSCIENCE *Examine2D, 2D stress analysis for underground excavations*. Inc., Toronto, Canada, 2007.

SEIDENFUSS, T. *Collapses in Tunnelling*. Dissertação de Mestrado – Stuttgart University Of Applied Sciences, Lausanne, 2006.

TIMOSHENKO, S., GOODIER, J. N. *Teoria da Elasticidade*. Ed. Urmo. Bilbao, 1968, p. 549.

ANEXO A

(Registro dos ensaios)

No anexo A, estão os registros dos diversos ensaios que não foram inseridos no corpo da dissertação, por motivo de espaço.

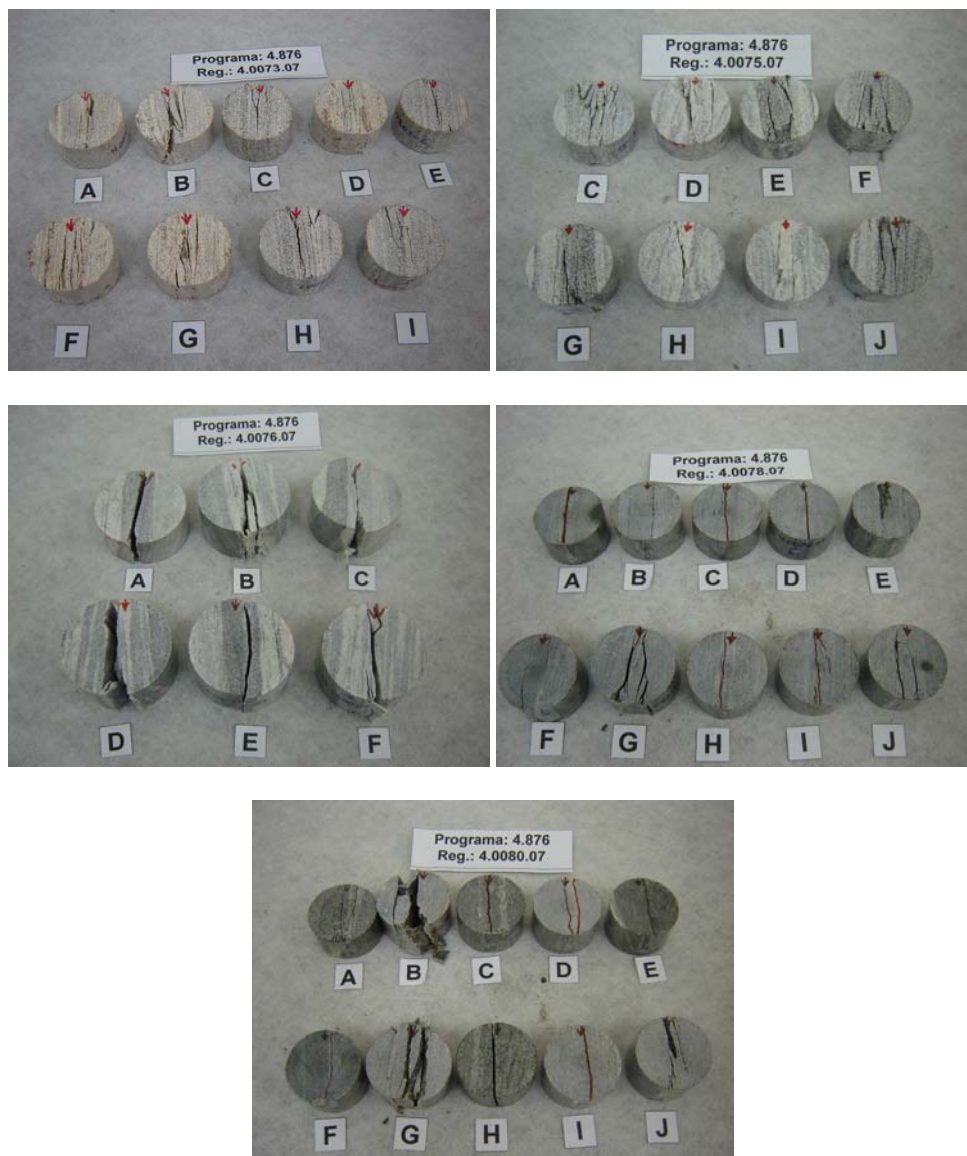


Figura A.1. - Fotos dos cps ensaiados à tração furo 01

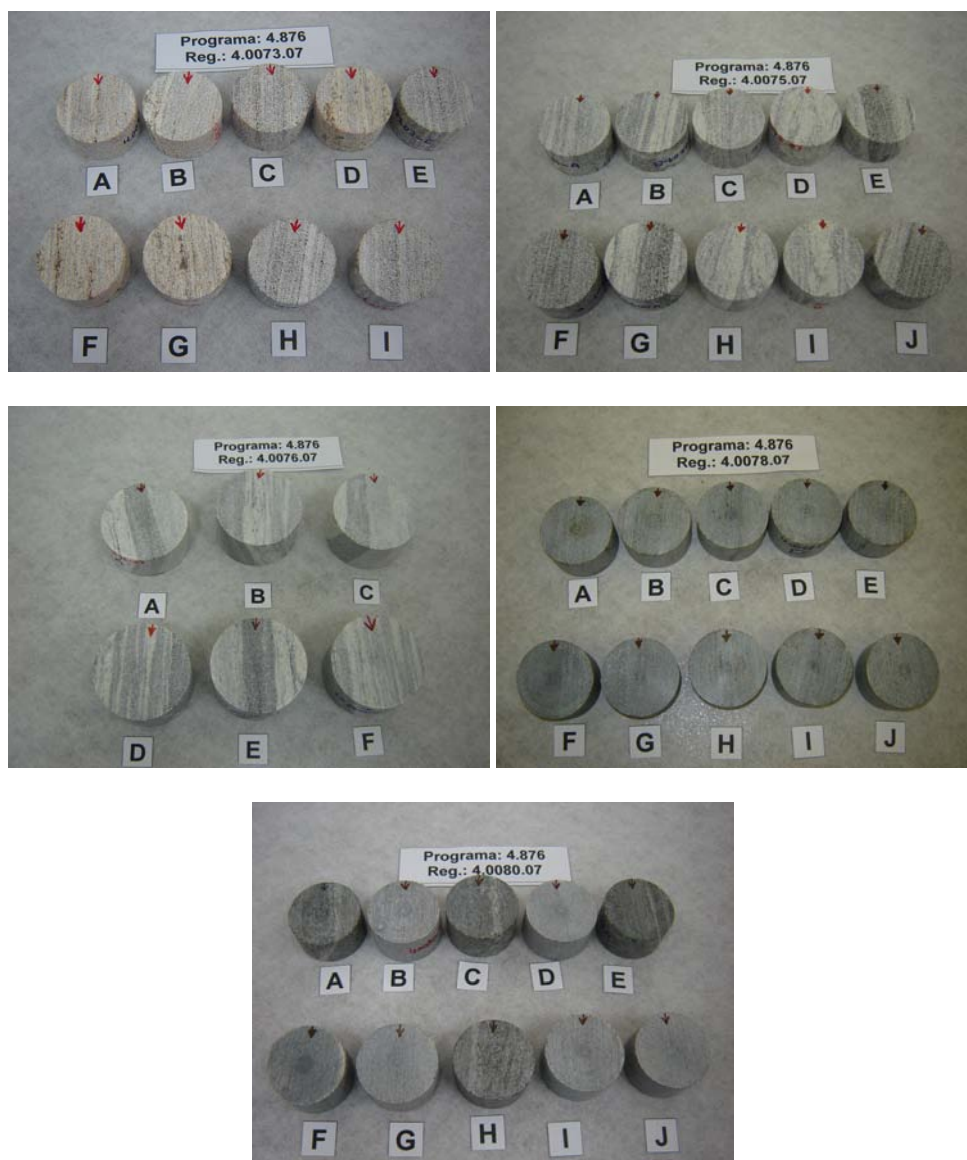


Figura A.2. - Fotos dos cp's antes do ensaio à tração furo 01

Tabela A.1. - Tabelas de registro de caracterização do furo 01.

4.0275.07		
SR FHD 01(73,50)		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2649	2640	0.87
2628	2619	0.88
2600	2590	1.05
2596	2586	1.05
2637	2629	0.80
2621	2611	0.97
2610	2602	0.85
2621	2612	0.87
2603	2593	1.06
2588	2578	1.08
2638	2628	0.97
2610	2599	1.04
2617	2607	0.96

4.0276.07		
SR FHD 01(78,50)		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2608	2599	0.89
2627	2618	0.96
2590	2580	1.01
2617	2607	1.01
2632	2623	0.94
2628	2619	0.93
2602	2592	1.03
2603	2593	1.00
2617	2608	0.92
2636	2625	1.03
2610	2600	1.03
2612	2603	0.86
2615	2606	0.97

Tabela A.1. - Tabelas de registro de caracterização do furo 01.

4.0277.07		
SR FHD 01(82,50)		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2665	2659	0.63
2650	2641	0.81
2687	2679	0.77
2685	2677	0.73
2681	2673	0.8
2693	2686	0.73
2670	2662	0.89
2706	2699	0.69
2684	2677	0.75
2656	2649	0.72
2694	2688	1.17
2722	2718	0.35
2683	2676	0.75

4.0278.07		
SR FHD 01(88,00)		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2717	2710	0.76
2704	2695	0.9
2682	2673	0.92
2733	2725	0.83
2602	2593	0.86
2746	2737	0.91
2744	2737	0.73
2772	2765	0.75
2774	2764	0.94
2708	2699	0.9
2735	2726	0.91
2796	2787	0.91
2726	2718	0.86

Tabela A.1. - Tabelas de registro de caracterização do furo 01.

4.0279.07		
SR FHD 01(100,50)		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2654	2647	0.67
2656	2650	0.66
2664	2656	0.80
2658	2652	0.60
2661	2654	0.71
2653	2647	0.63
2659	2652	0.69
2668	2654	0.87
2668	2662	0.64
2663	2656	1.08
2657	2649	0.74
2653	2646	0.31
2660	2652	0.70

Tabela A.2. - Tabelas de registro do ensaio à tração por compressão diametral do furo 01 profundidade 73,50m.

Equipamento utilizado para a ruptura dos corpos de prova				
Identificação	Certificado	Const. da eq. de correção		
Máq. universal de ensaio 355-0-17126	42605A/06	a	b	c
Célula de carga 355-0-17128				

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
A	30.20	54.16	6.86	2.67	Paralelo em relação à estrutura da rocha
B	30.00	54.12	5.61	2.20	
C	29.90	54.09	11.96	4.71	
D	29.99	54.17	6.40	2.51	
E	29.91	53.98	10.86	4.28	
F	30.22	54.06	5.20	2.03	
G	30.17	54.06	5.54	2.16	
H	30.17	54.12	11.94	4.66	
I	30.05	53.96	8.73	3.43	
Tensão Média (MPa)				3.18	
Valor de Tensão máxima (MPa)				4.71	
Valor de Tensão mínima (MPa)				2.03	
Desvio Padrão				1.11	

Tabela A.2. - Tabelas de reg. do ensaio à tração por comp. diam. do furo 01 prof. 78,50 e 82,50m.

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
A	30.10	54.06			Paralelo em relação à estrutura da rocha
B	29.98	54.05			
C	30.17	54.04	26.38	10.30	
D	29.84	54.07	26.18	10.33	
E	30.20	54.02	20.47	7.99	
F	29.97	54.04	28.27	11.11	
G	29.98	54.04	23.63	9.29	
H	29.90	54.04	25.03	9.86	
I	30.00	54.01	22.48	8.83	
J	30.15	54.03	24.00	9.38	
Tensão Média (MPa)				9.64	

Valor de Tensão máxima (MPa)	11.11
Valor de Tensão mínima (MPa)	7.99
Desvio Padrão	0.98

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
A	31.82	70.19	25.23	7.19	Paralelo em relação à estrutura da rocha
B	39.99	69.39	26.23	6.02	
C	39.68	70.18	36.90	8.44	
D	40.02	69.50	27.70	6.34	
E	40.05	69.28	19.80	4.54	
F	40.00	69.43	32.50	7.45	
Tensão Média (MPa)				6.66	

Valor de Tensão máxima (MPa)	8.44
Valor de Tensão mínima (MPa)	4.54
Desvio Padrão	1.35

Tabela A.2. - Tabela de reg. do ensaio à tração por comp. diam. do furo 01 prof. 88,00 e 100,50m.

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
A	30.16	52.09	27.34	11.08	Paralelo em relação à estrutura da rocha
B	30.27	52.11	19.59	7.91	
C	29.50	52.07	17.11	7.09	
D	30.04	52.09	22.63	9.21	
E	30.12	51.97	22.51	9.16	
F	30.19	51.93	25.08	10.18	
G	30.06	52.04	29.32	11.93	
H	29.88	52.06	27.07	11.08	
I	30.06	52.18	30.01	12.18	
J	30.24	51.61	27.09	11.05	
Tensão Média (MPa)				10.09	
Valor de Tensão máxima (MPa)				12.18	
Valor de Tensão mínima (MPa)				7.09	
Desvio Padrão				1.70	

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
A	26.31	51.86	25.06	11.69	Paralelo em relação à estrutura da rocha
B	29.69	51.06	31.65	13.29	
C	30.29	51.91	29.05	11.76	
D	30.10	51.22	24.25	10.01	
E	30.01	51.99	21.65	8.83	
F	30.00	51.14	23.41	9.71	
G	29.87	51.19	34.35	14.30	
H	29.97	51.84	17.90	7.33	
I	30.14	51.25	18.07	7.45	
J	31.03	51.01	26.77	10.77	
Tensão Média (MPa)				10.52	
Valor de Tensão máxima (MPa)				14.30	
Valor de Tensão mínima (MPa)				7.33	
Desvio Padrão				2.32	

Tabela A.3. - Tabelas de registro de caracterização do furo 02.

4.0374.07		
SR FHD 01 (97,50)		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2602	2591	1.06
2570	2561	0.89
2592	2582	0.95
2582	2573	0.92
2589	2580	0.84
2603	2595	0.9
2553	2545	0.85
2600	2592	0.9
2576	2566	0.96
2579	2570	0.87
2583	2574	0.94
2588	2580	0.88
2585	2576	0.91

4.0372.07		
87,53 - 88,26 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2710	2709	0.15
2721	2719	0.19
2655	2648	0.7
2692	2688	0.4
2714	2712	0.16
2723	2722	0.14
2728	2725	0.23
2703	2702	0.16
2672	2666	0.63
2680	2679	0.12
2644	2639	0.54
2741	2740	0.11
2699	2696	0.29

Tabela A.3. - Tabelas de registro de caracterização do furo 02.

4.0373.07		
91,01 - 91,98 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2610	2603	0.75
2617	2610	0.74
2649	2643	0.63
2615	2608	0.72
2587	2579	0.75
2612	2606	0.63
2419	2412	0.71
2598	2591	0.74
2608	2600	0.74
2673	2666	0.69
2607	2601	0.62
2597	2590	0.68
2599	2592	0.70

4.0375.07		
100,39 - 101,37 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2547	2538	0.93
2597	2588	0.91
2585	2574	1.06
2555	2545	1
2566	2556	1.01
2580	2566	1.07
2589	2578	1.04
2604	2594	0.98
2583	2572	1.11
2577	2567	1.03
2563	2553	0.94
2550	2541	0.92
2575	2564	1.00

Tabela A.3. - Tabelas de registro de caracterização do furo 02.

4.0376.07		
105,07 - 106,04 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2585	2576	0.9
2580	2571	0.84
2577	2569	0.85
2545	2537	0.85
2568	2560	0.82
2584	2575	0.85
2584	2575	0.84
2550	2542	0.85
2563	2555	0.88
2548	2539	0.85
2562	2553	0.92
2527	2518	0.87
2564	2556	0.86

4.0381.07		
93,21 - 93,82 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2647	2644	0.33
2698	2695	0.42
2696	2695	0.37
2661	2656	0.53
2648	2645	0.38
2662	2658	0.39
2629	2626	0.34
2709	2706	0.39
2664	2661	0.43
2662	2658	0.37
2647	2644	0.36
2647	2643	0.51
2664	2661	0.40

Tabela A.3. - Tabelas de registro de caracterização do furo 02.

4.0382.07		
109,0 - 109,55 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2601	2594	0.76
2593	2586	0.77
2593	2585	0.84
2610	2602	0.83
2593	2585	0.77
2609	2602	0.77
2600	2593	0.78
2594	2586	0.84
2606	2598	0.81
2595	2583	0.82
2601	2593	0.87
2599	2591	0.84
2600	2592	0.81

4.0383.07		
112,85 - 113,39 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2619	2613	0.67
2624	2617	0.70
2633	2626	0.68
2626	2619	0.74
2624	2617	0.69
2610	2603	0.71
2617	2611	0.73
2612	2605	0.71
2614	2608	0.68
2614	2608	0.69
2617	2610	0.7
2626	2620	0.7
2620	2613	0.70

Tabela A.4. - Tabelas de registro do ensaio à tração a compressão diametral do furo 02.

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
2	27.21	54.14	22.53	9.74	Paralelo em relação à estrutura da rocha
3	27.29	54.18	16.97	7.31	
4	28.37	54.16	17.21	7.13	
5	27.41	54.18	25.91	11.11	
6	27.06	54.15	20.62	8.96	
7	26.53	54.13	23.27	10.32	
8	26.59	54.15	19.17	8.48	
9	28.28	54.18	17.95	7.46	
10	28.46	54.20	18.80	7.76	
12	28.80	54.12	25.67	10.49	
Tensão Média (MPa)				8.87	
Valor de Tensão máxima (MPa)				11.11	
Valor de Tensão mínima (MPa)				7.13	
Desvio Padrão				1.46	

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
2	26.70	54.34	15.18	6.66	Paralelo em relação à estrutura da rocha
3	27.22	54.40	12.82	5.51	
4	27.76	54.27	16.65	7.04	
5	26.61	54.38	13.29	5.85	
6	24.00	54.41	16.03	7.82	
7	25.85	54.40	14.59	6.61	
8	28.09	54.35	17.11	7.13	
9	24.95	54.36	15.52	7.29	
11	28.03	54.38	17.11	7.15	
12	27.71	54.45	15.62	6.59	
Tensão Média (MPa)				6.76	
Valor de Tensão máxima (MPa)				7.82	
Valor de Tensão mínima (MPa)				5.51	
Desvio Padrão				0.68	

Tabela A.4. - Tabelas de registro do ensaio à tração a compressão diametral do furo 02.

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento	
1	30.84	54.19	15.79	6.02	Paralelo em relação à estrutura da rocha	
2	30.68	54.33	16.99	6.49		
5	31.25	54.35	15.52	5.82		
6	28.58	54.23	18.04	7.41		
7	29.59	54.28	15.32	6.07		
8	30.55	54.22	17.19	6.61		
9	29.69	54.23	16.77	6.63		
10	29.41	54.24	14.91	5.95		
11	30.12	54.18	17.82	6.95		
12	30.91	54.25	15.15	5.75		
Tensão Média (MPa)				6.37		
Valor de Tensão máxima (MPa)				7.41		
Valor de Tensão mínima (MPa)				5.75		
Desvio Padrão				0.54		

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
1	26.10	54.16	13.66	6.15	Paralelo em relação à estrutura da rocha
2	25.89	54.10	16.94	7.70	
3	27.15	54.11	15.47	6.70	
4	28.76	54.11	17.16	7.02	
5	24.62	54.18	13.09	6.25	
6	27.31	54.10	14.51	6.25	
7	27.72	54.08	15.59	6.62	
9	25.28	54.08	14.49	6.75	
10	26.76	54.15	14.56	6.40	
11	27.26	54.09	15.35	6.63	
Tensão Média (MPa)				6.65	
Valor de Tensão máxima (MPa)				7.70	
Valor de Tensão mínima (MPa)				6.15	
Desvio Padrão				0.46	

Tabela A.4. - Tabelas de registro do ensaio à tração a compressão diametral do furo 02.

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento	
1	26.51	54.24	12.53	5.55	Paralelo em relação à estrutura da rocha	
3	26.89	54.19	12.80	5.59		
4	24.13	54.17	13.17	6.41		
5	28.80	54.19	11.69	4.77		
6	26.47	54.21	11.60	5.15		
7	27.53	54.19	14.32	6.11		
8	25.65	54.20	13.09	5.99		
9	27.78	54.15	13.61	5.76		
10	28.01	54.13	13.34	5.60		
12	25.09	54.20	10.30	4.82		
Tensão Média (MPa)				5.58		
Valor de Tensão máxima (MPa)				6.41		
Valor de Tensão mínima (MPa)				4.77		
Desvio Padrão				0.54		

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento	
1	28.87	54.24	19.37	7.88	Paralelo em relação à estrutura da rocha	
3	30.59	54.24	15.54	5.96		
4	27.86	54.25	16.75	7.06		
5	28.77	54.20	16.94	6.92		
6	26.99	54.21	19.96	8.69		
7	28.99	54.19	20.35	8.25		
8	30.37	54.19	16.64	6.44		
9	30.11	54.22	20.45	7.97		
10	29.02	54.20	19.37	7.84		
12	28.27	54.20	19.32	8.03		
Tensão Média (MPa)				7.50		
Valor de Tensão máxima (MPa)				8.69		
Valor de Tensão mínima (MPa)				5.96		
Desvio Padrão				0.87		

Tabela A.4. - Tabelas de registro do ensaio à tração a compressão diametral do furo 02.

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento	
2	29.27	54.25	13.71	5.50	Paralelo em relação à estrutura da rocha	
3	29.10	54.23	13.88	5.60		
5	29.78	54.31	14.07	5.54		
6	30.39	54.27	13.80	5.33		
7	2.99	54.29	14.10	55.32		
8	28.79	54.25	13.31	5.43		
9	29.58	54.27	14.71	5.83		
10	29.76	54.28	14.51	5.72		
11	29.33	54.26	12.85	5.14		
12	29.99	54.28	15.91	6.22		
Tensão Média (MPa)				10.56		
Valor de Tensão máxima (MPa)				55.32		
Valor de Tensão mínima (MPa)				5.14		
Desvio Padrão				15.73		

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento	
2	28.56	54.24	15.35	6.31	Paralelo em relação à estrutura da rocha	
3	30.15	54.15	12.60	4.91		
5	29.79	54.20	15.35	6.05		
6	28.65	54.31	12.85	5.26		
7	31.34	54.22	14.93	5.59		
8	29.99	54.25	15.05	5.89		
9	30.07	54.25	15.10	5.89		
10	29.04	54.26	13.80	5.58		
11	28.33	54.30	16.01	6.63		
12	28.35	54.26	16.30	6.75		
Tensão Média (MPa)				5.89		
Valor de Tensão máxima (MPa)				6.75		
Valor de Tensão mínima (MPa)				4.91		
Desvio Padrão				0.58		

Tabela A.5. - Tabelas de registro de caracterização do furo 05.

4.0378.07		
43,38 a 44,69 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2645	2642	0.31
2678	2675	0.32
2715	2712	0.29
2736	2733	0.32
2726	2723	0.31
2680	2677	0.35
2697	2694	0.33
2718	2715	0.32
2765	2762	0.27
2669	2666	0.34
274	2741	0.28
2761	2758	0.27
2505	2708	0.31

4.0379.07		
85,67 a 86,60 m		
D. Sat Kg/m3	D. Seca Kg/m3	Porosidade %
2718	2715	0.24
2703	2701	0.26
2750	2748	0.21
2676	2674	0.2
2672	2670	0.26
2705	2703	0.22
2671	2669	0.26
2659	2657	0.2
2701	2699	0.21
2668	2666	0.22
2675	2672	0.22
2692	2689	0.24
2691	2689	0.23

Tabela A.6. - Tabelas de registro de caracterização do furo 05.

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento
1	28.06	54.20	22.24	9.31	Paralelo em relação à estrutura da rocha
2	28.47	54.20	27.80	11.47	
3	27.92	54.19	19.32	8.13	
4	29.48	54.20	19.96	7.95	
5	29.29	54.19	22.04	8.84	
7	28.62	54.22	21.43	8.79	
8	30.00	54.20	24.76	9.69	
9	29.24	54.16	27.02	10.86	
10	28.73	54.22	20.89	8.54	
12	29.20	54.20	22.97	9.24	
Tensão Média (MPa)				9.28	
Valor de Tensão máxima (MPa)				11.47	
Valor de Tensão mínima (MPa)				7.95	
Desvio Padrão				1.13	

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento	
1	30.84	54.34	27.26	10.36	Paralelo em relação à estrutura da rocha	
2	30.68	54.30	25.69	9.82		
4	28.50	54.33	29.67	12.20		
5	26.87	54.30	32.17	14.04		
6	27.58	54.31	26.16	11.12		
7	27.88	54.31	31.85	13.39		
8	27.41	54.26	28.24	12.09		
9	30.04	54.36	30.45	11.87		
11	31.10	54.29	31.33	11.81		
12	25.52	54.25	26.70	12.28		
Tensão Média (MPa)				11.90		
Valor de Tensão máxima (MPa)				14.04		
Valor de Tensão mínima (MPa)				9.82		
Desvio Padrão				1.26		

Tabela A.6. - Tabelas de registro de caracterização do furo 05.

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento	
1	25.67	53.94	22.56	10.37	Paralelo em relação à estrutura da rocha	
2	27.52	53.86	27.43	11.78		
3	29.49	53.89	29.37	11.77		
6	29.81	53.92	28.59	11.32		
7	28.52	53.83	26.65	11.05		
8	28.08	53.97	24.39	10.25		
9	26.66	53.90	26.23	11.62		
10	27.89	53.91	21.94	9.29		
11	27.92	53.87	23.10	9.78		
12	27.85	53.90	22.07	9.36		
Tensão Média (MPa)				10.66		
Valor de Tensão máxima (MPa)				11.78		
Valor de Tensão mínima (MPa)				9.29		
Desvio Padrão				0.98		

Cálculo da resistência à tração indireta

Amostra Identificação	espessura (mm)	diâmetro (mm)	força (kN)	Tensão (MPa)	Tipo de carregamento	
2	27.66	54.47	15.30	6.47	Paralelo em relação à estrutura da rocha	
3	28.86	54.52	18.44	7.46		
5	28.16	54.51	17.24	7.15		
6	29.73	54.53	12.77	5.01		
7	27.80	54.51	15.96	6.71		
8	29.98	54.61	13.41	5.21		
9	29.77	54.56	16.87	6.61		
10	29.06	54.55	18.39	7.39		
11	29.84	54.57	20.84	8.15		
12	28.56	54.50	20.99	8.59		
Tensão Média (MPa)				6.87		
Valor de Tensão máxima (MPa)				8.59		
Valor de Tensão mínima (MPa)				5.01		
Desvio Padrão				1.14		

Tabela A.7. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 30.

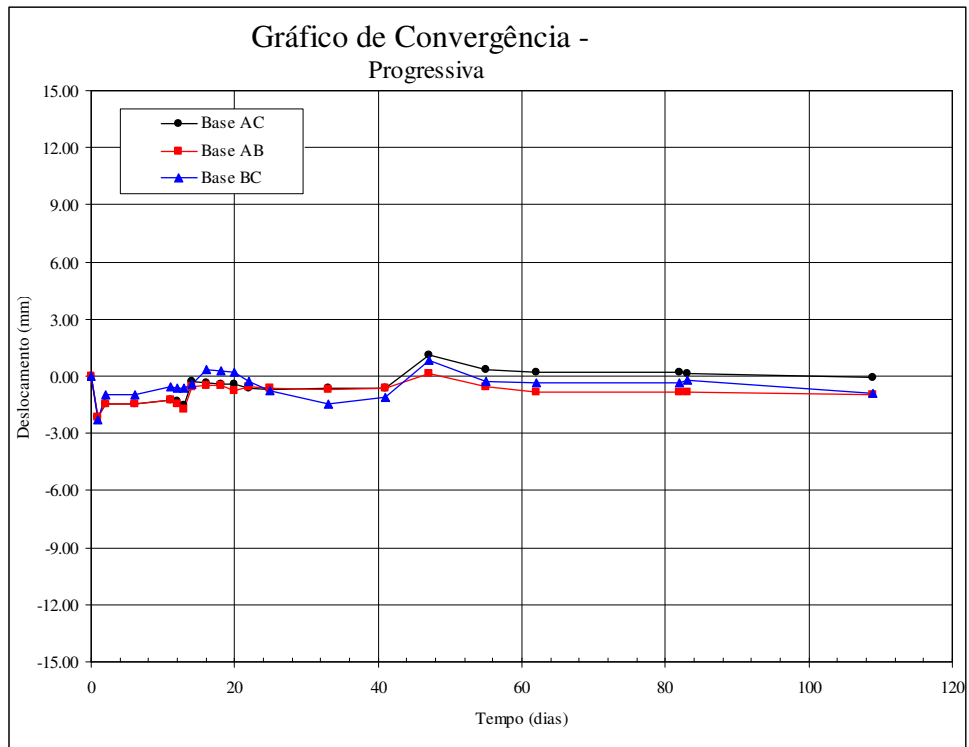


Tabela A.8. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 5.

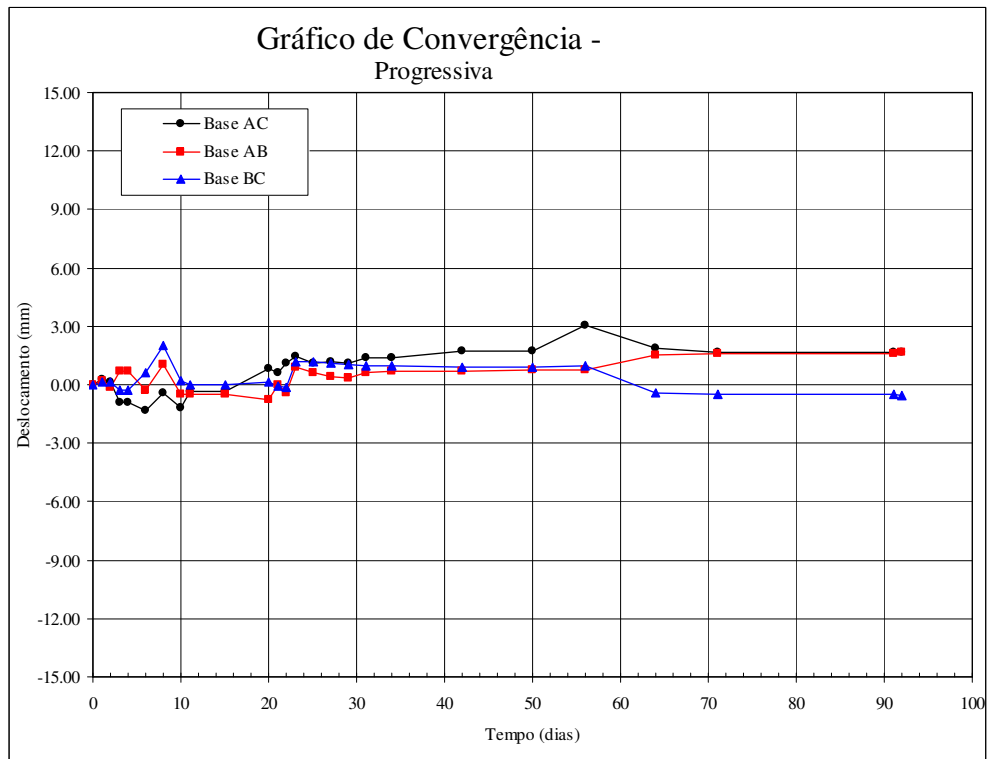


Tabela A.9. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 15.

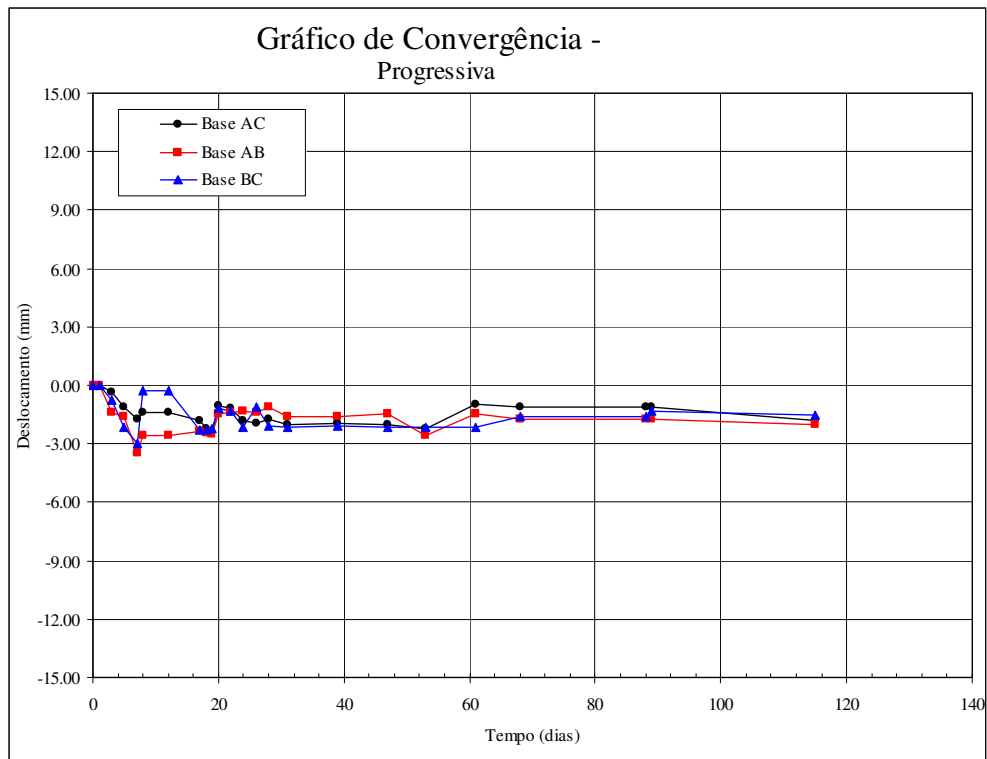


Tabela A.10. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 146.

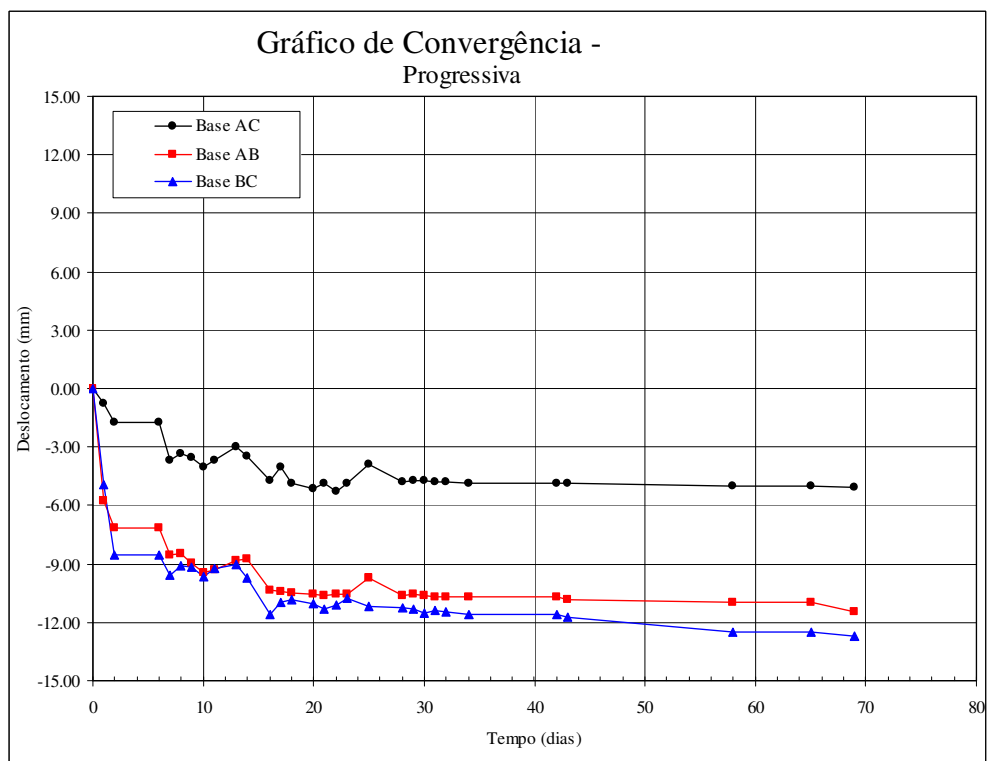


Tabela A.11. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 102.

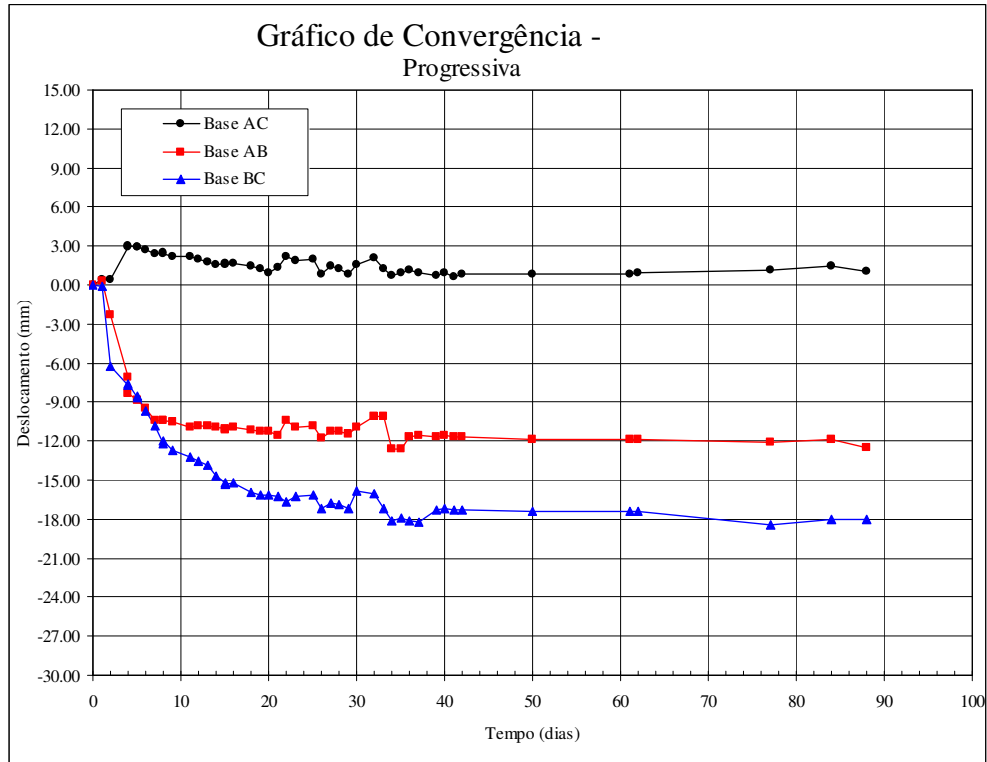


Tabela A.12. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 127.

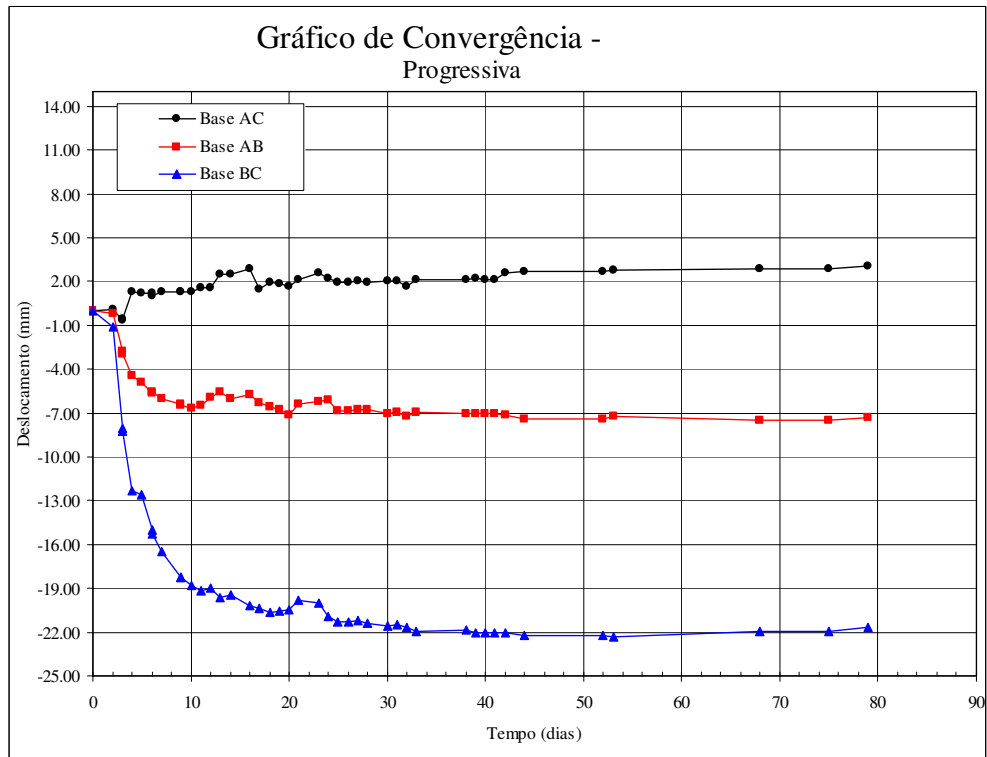


Tabela A.13. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 266.

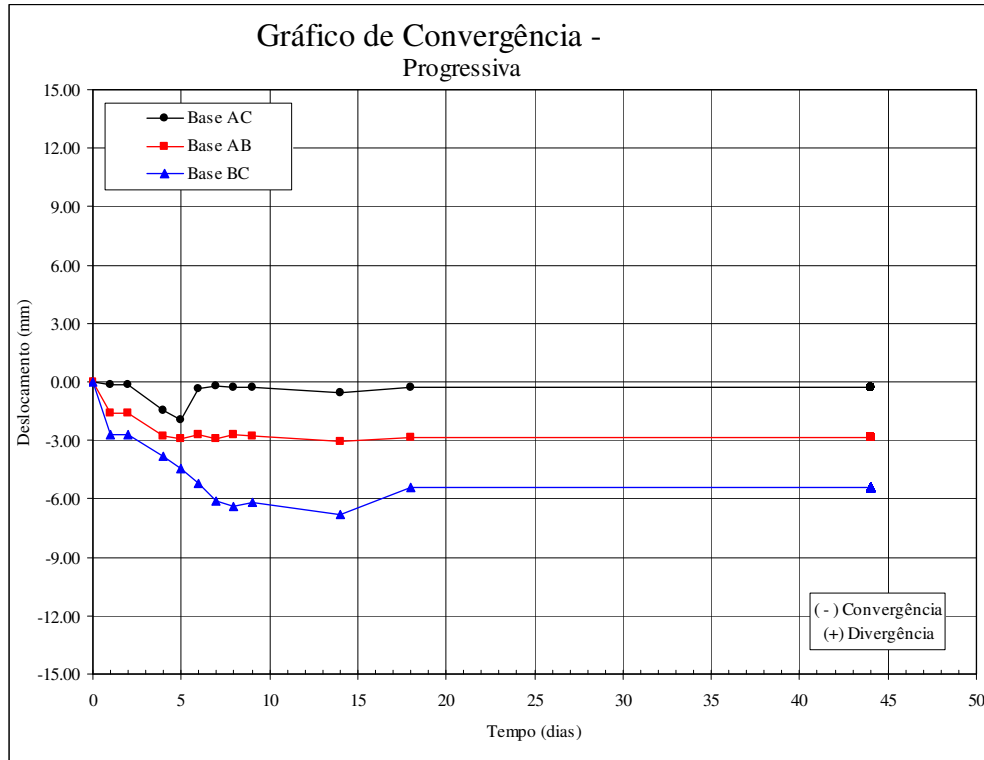


Tabela A.14. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 183.

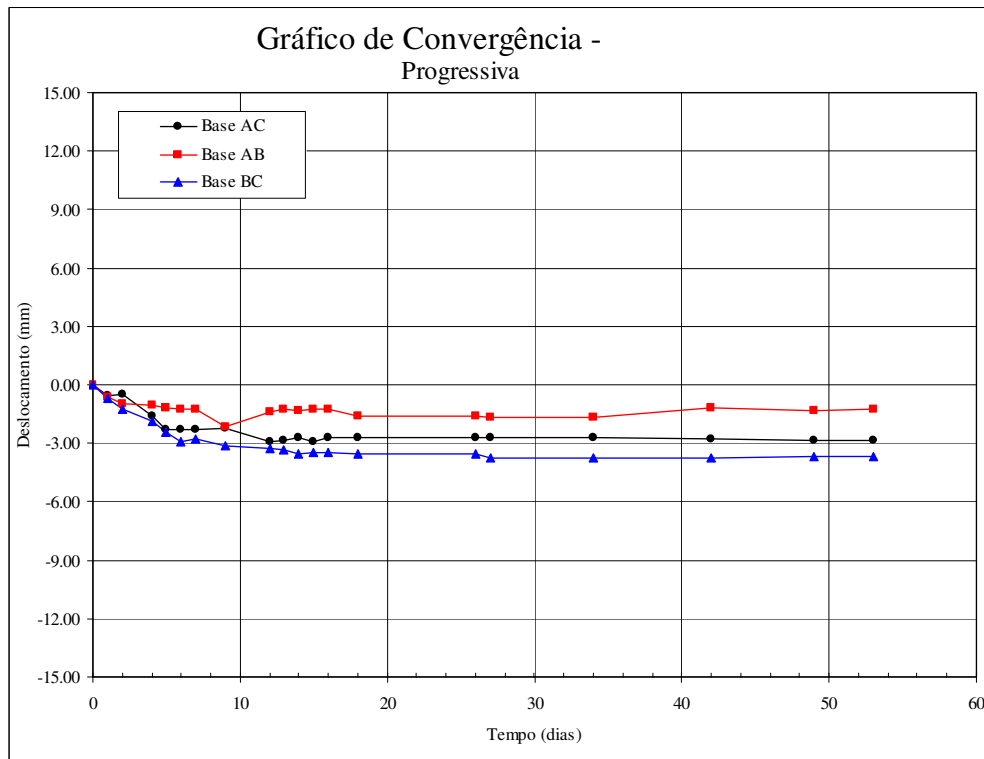


Tabela A.15. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 204.

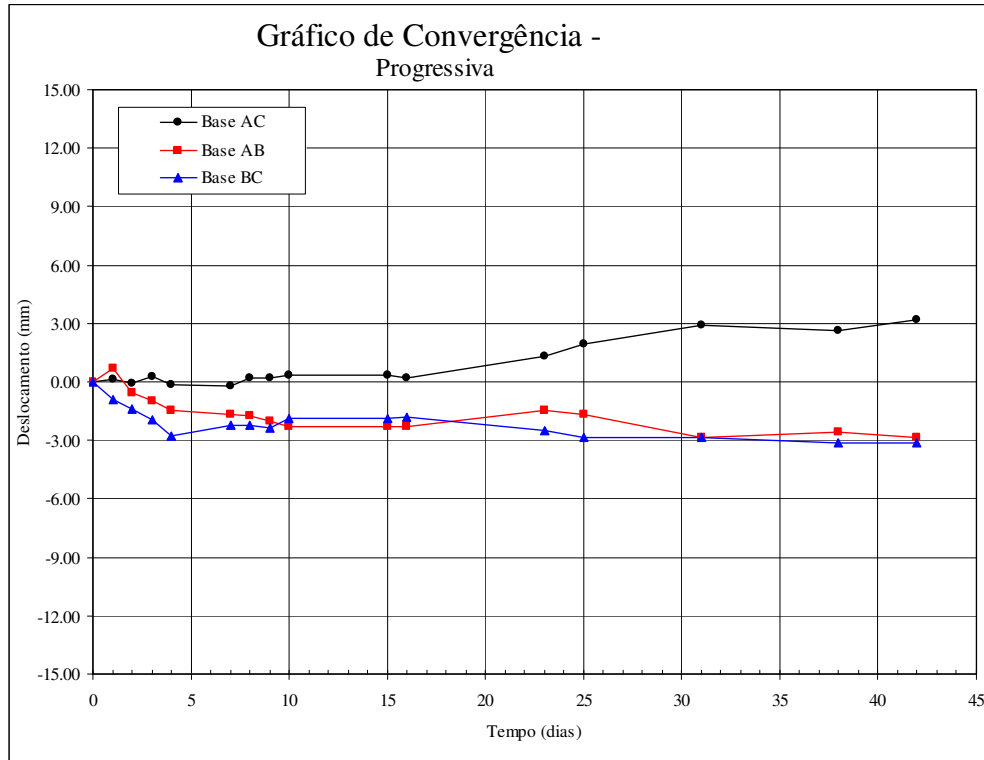


Tabela A.16. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 287.

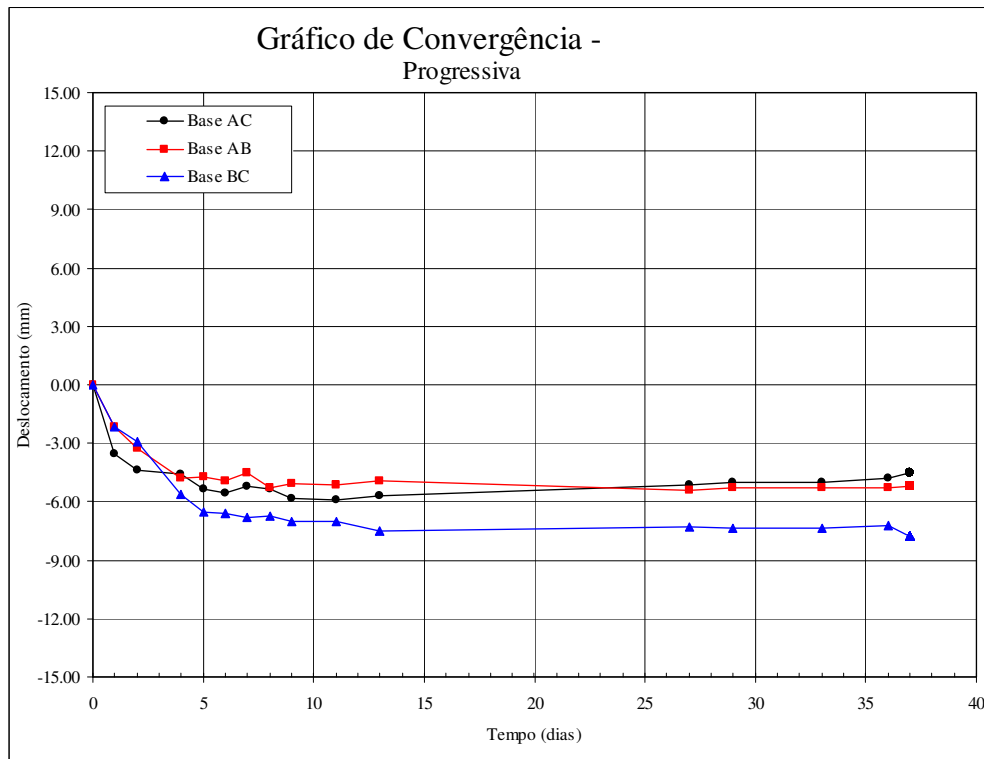


Tabela A.17. - Monitoramento de convergência TAJ TN3 Progressiva 298.

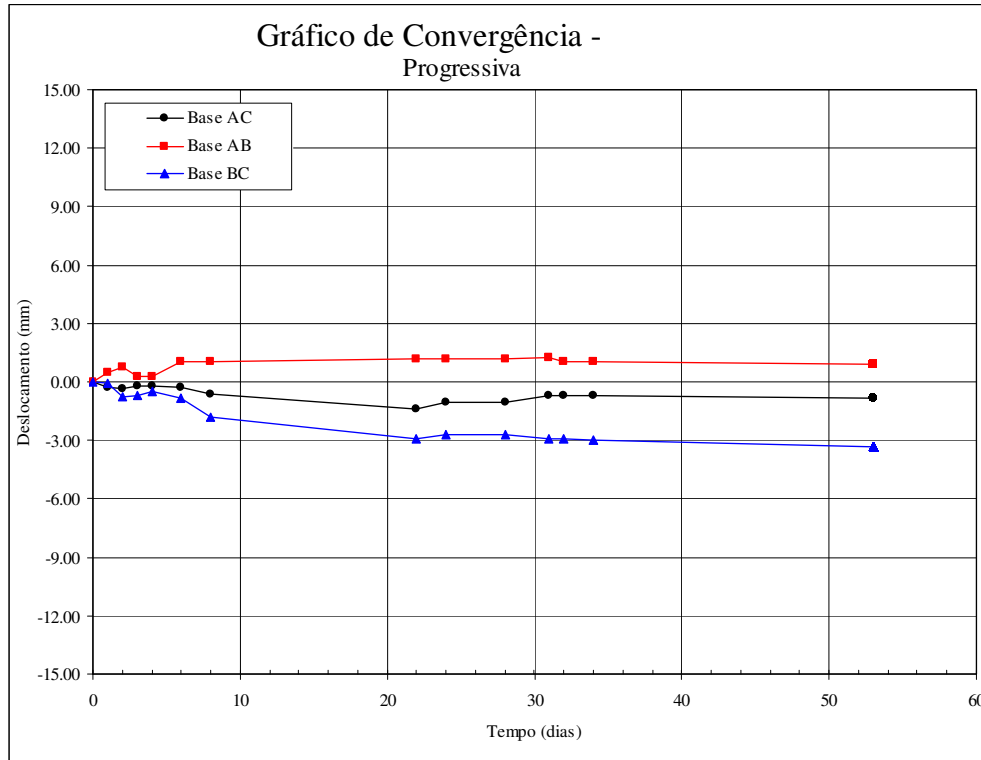


Tabela A.18. - Tabelas de círculo de mohr dos ensaios de resistência furo 01.

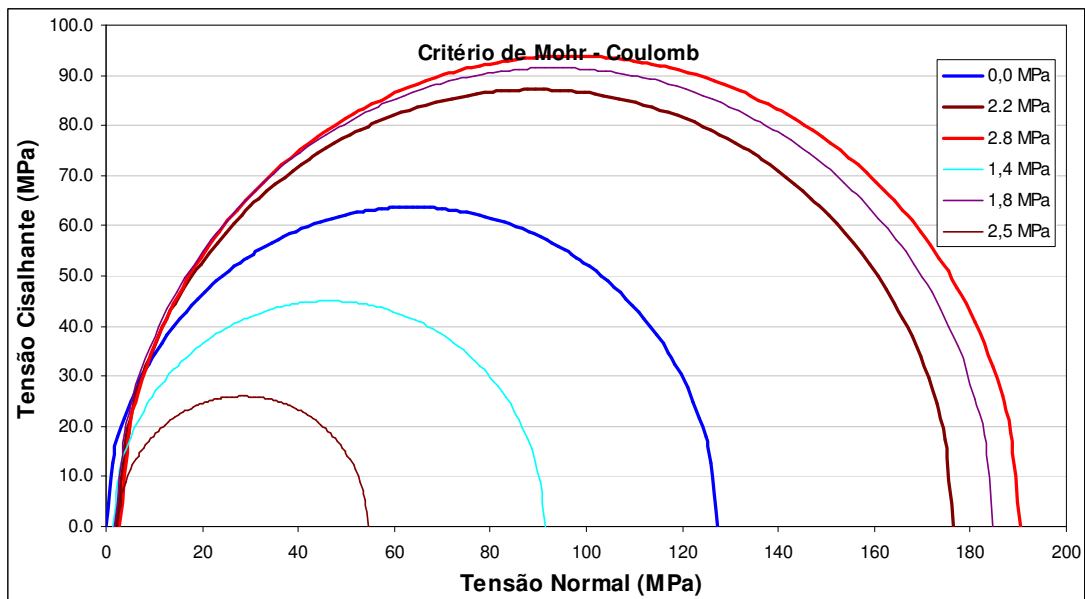


Tabela A.19. - Tabelas de circulo de mohr dos ensaios de resistência furo 02.

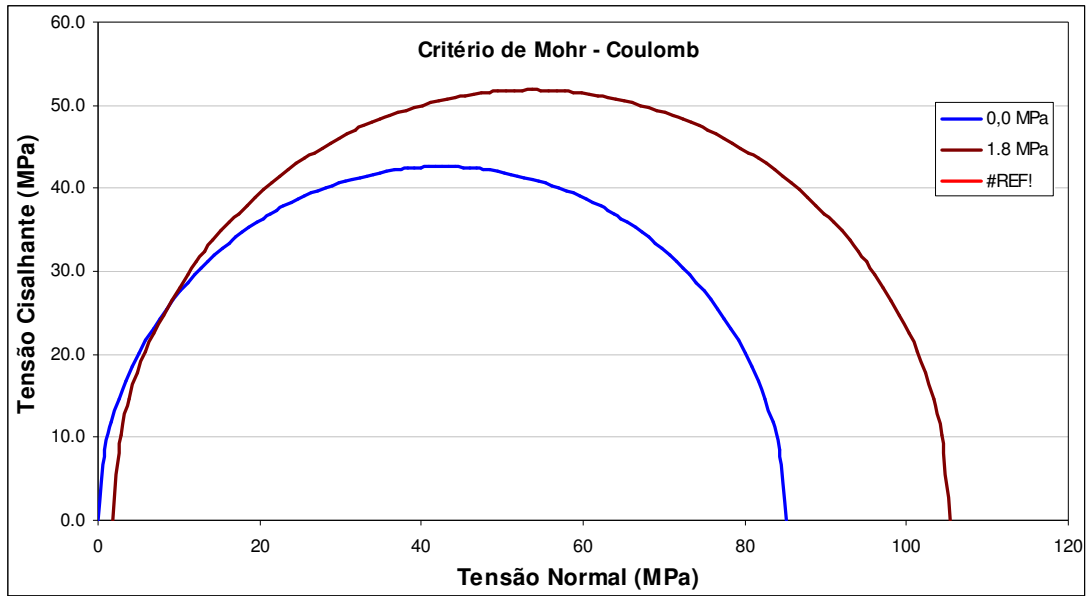


Tabela A.20. - Tabelas de circulo de mohr dos ensaios de resistência furo 05.

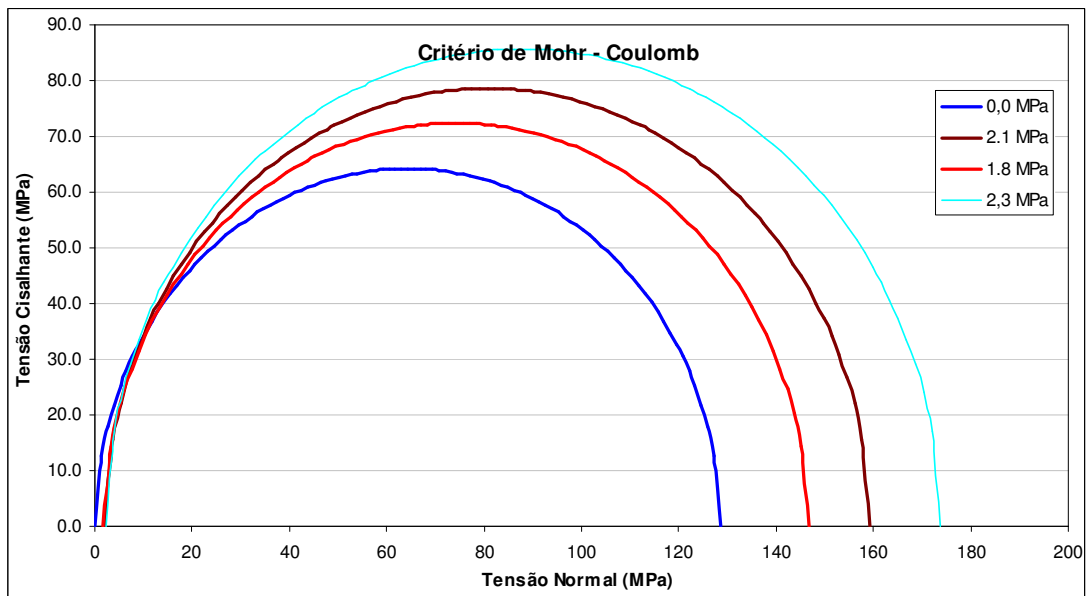


Tabela A.21. - Tabelas de regressão linear dos ensaios de resistência furo 01.

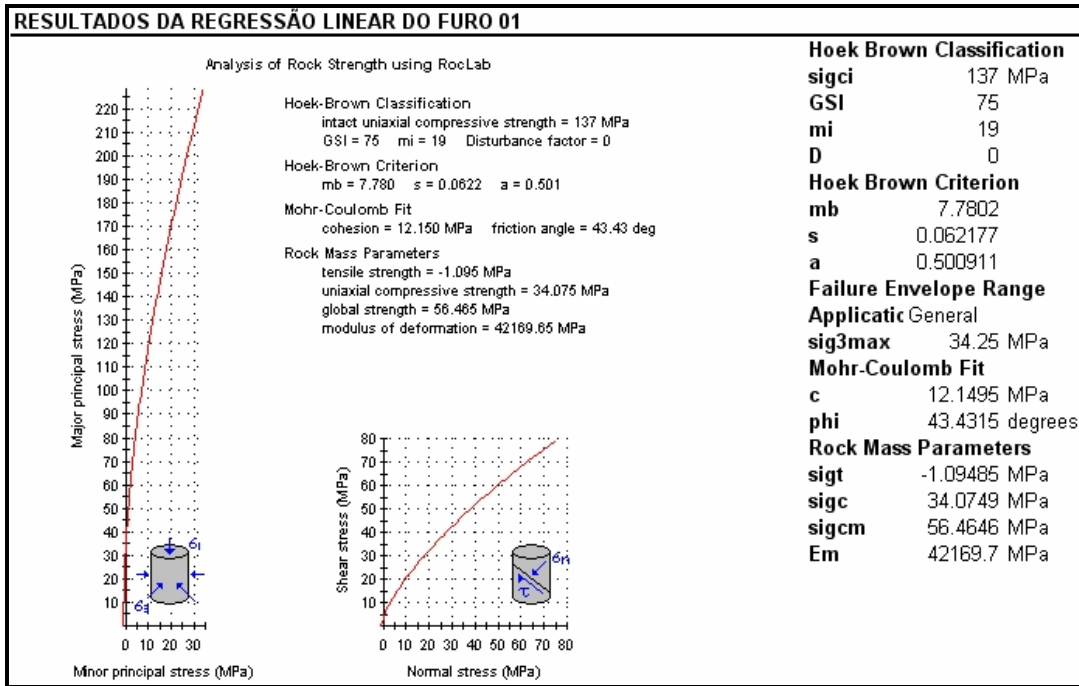


Tabela A.22. - Tabelas de regressão linear dos ensaios de resistência furo 02.

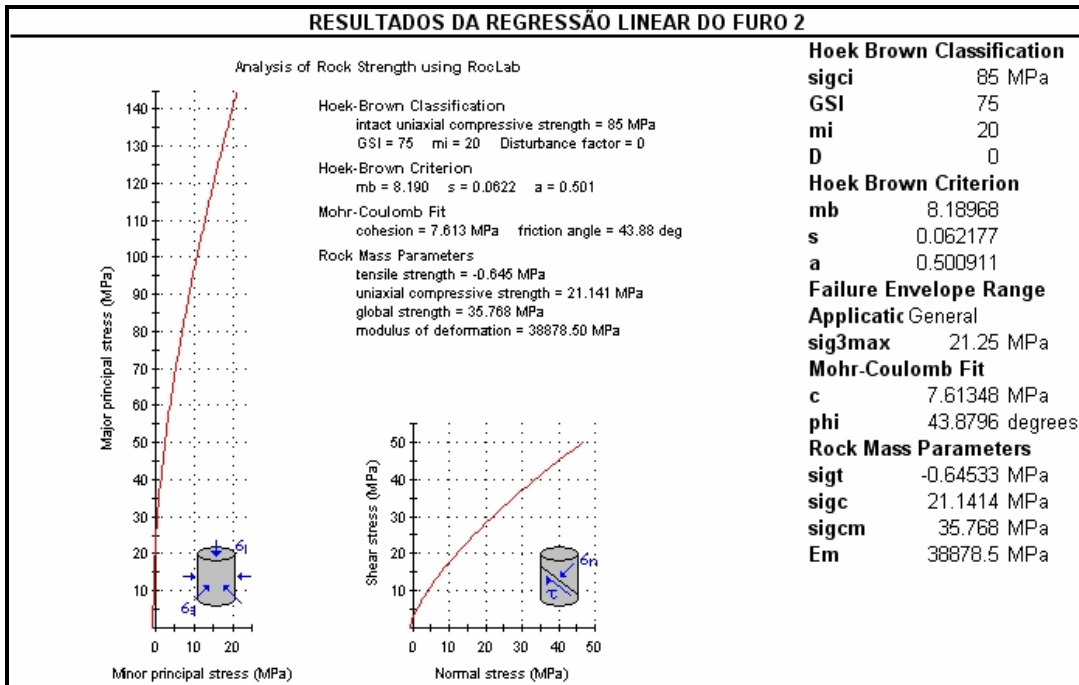


Tabela A.23. - Tabelas de regressão linear dos ensaios de resistência furo 05.

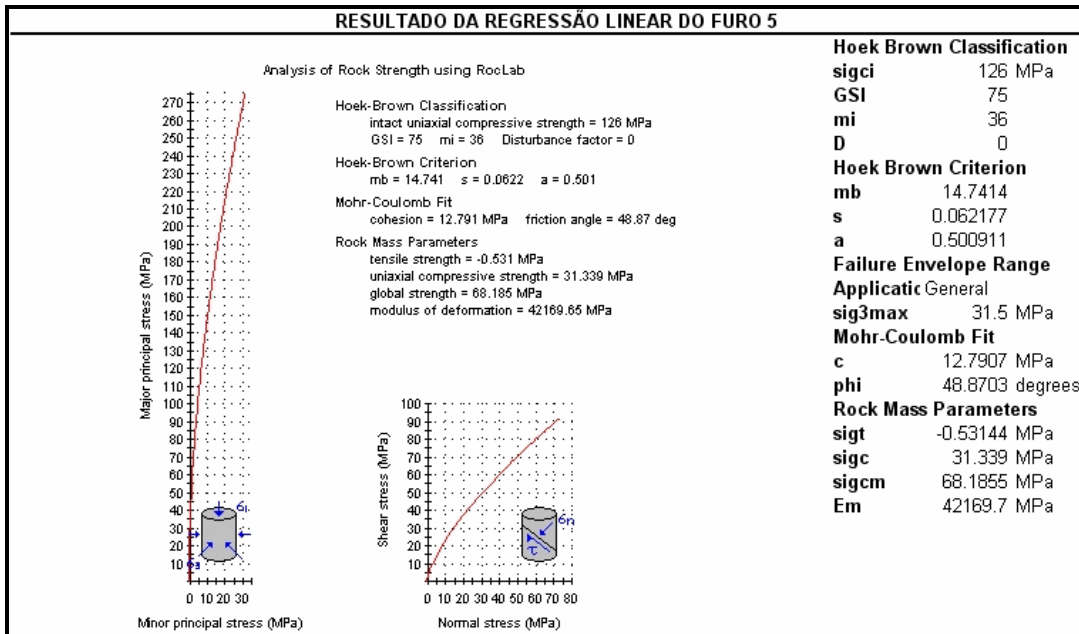


Tabela A.24. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 56 metros.

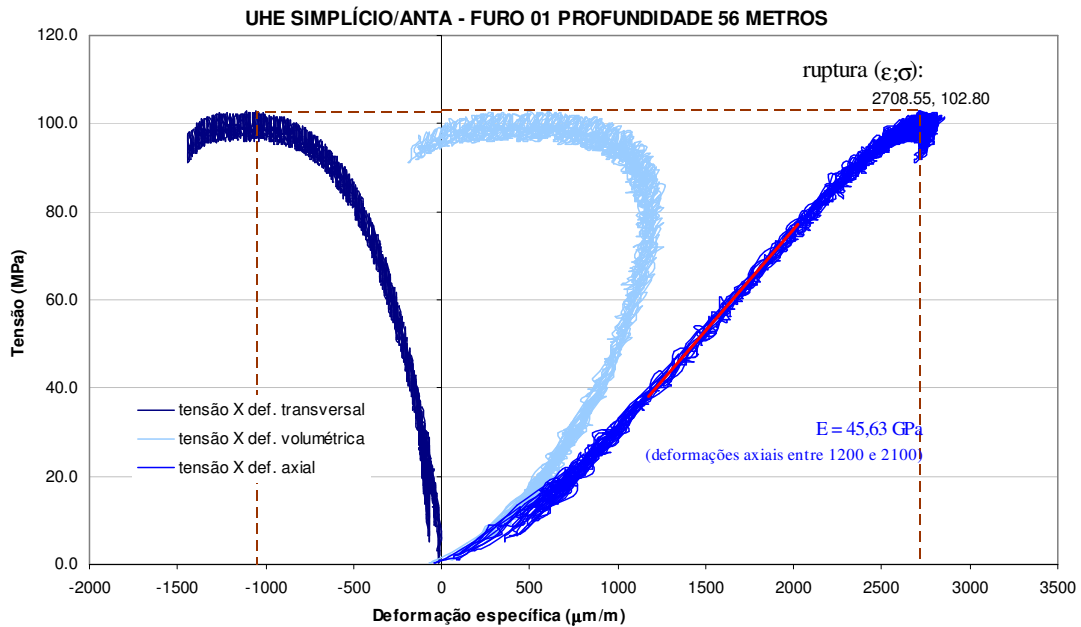


Tabela A.25. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 56 metros.

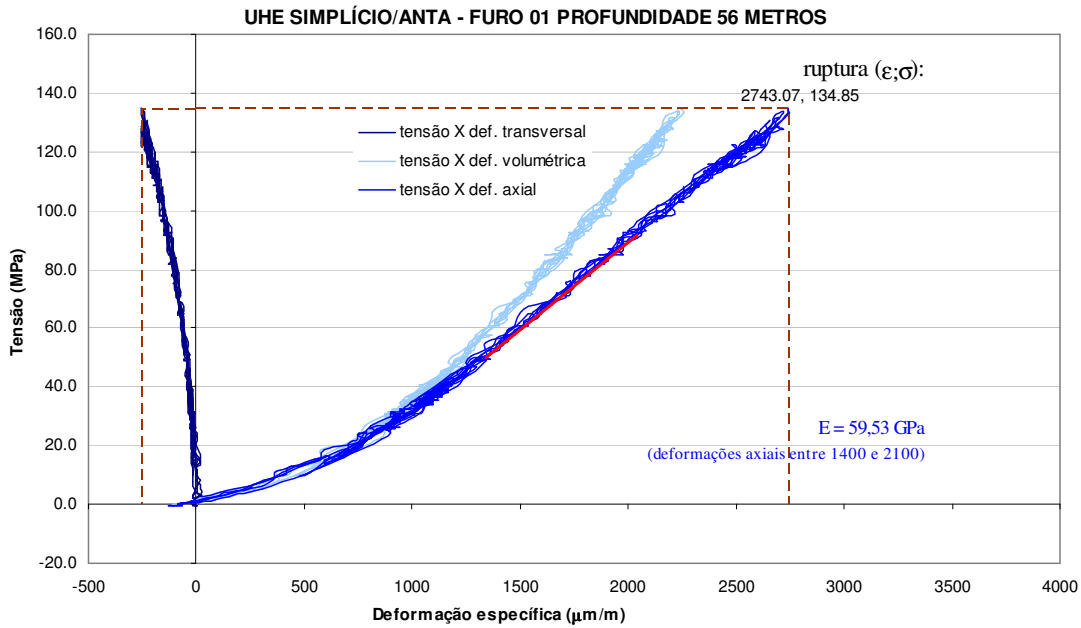


Tabela A.26. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 68 metros.

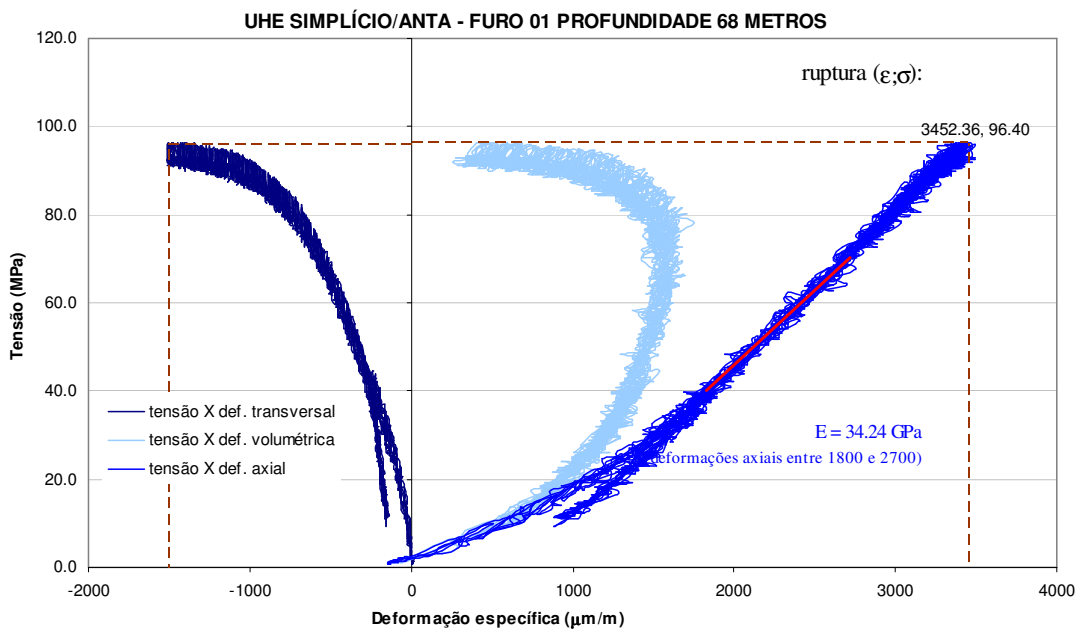


Tabela A.27. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 68metros.

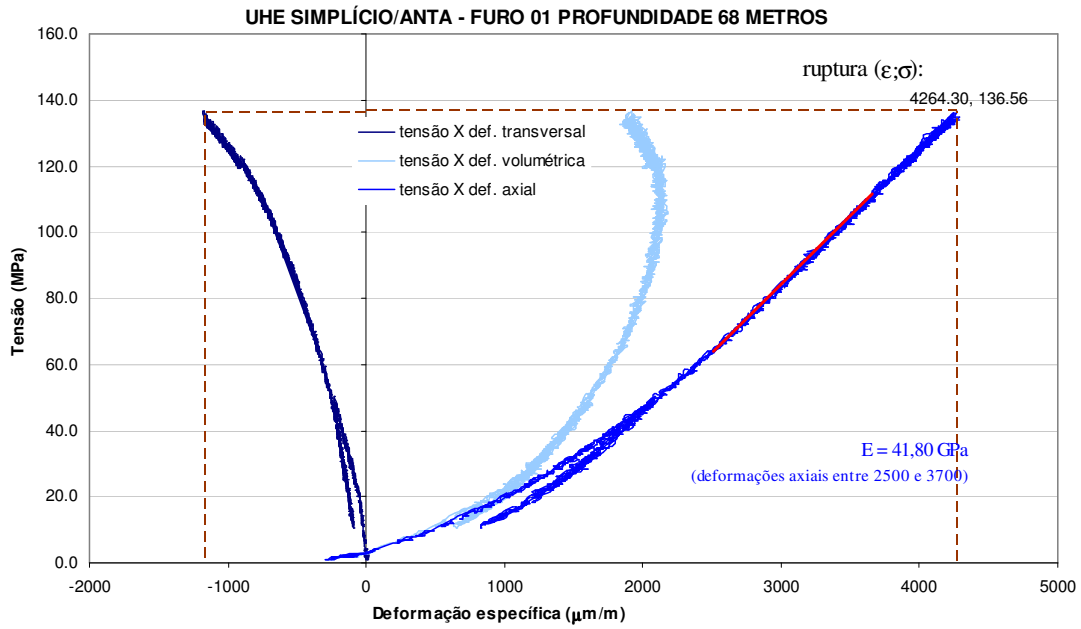


Tabela A.28. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 72metros.

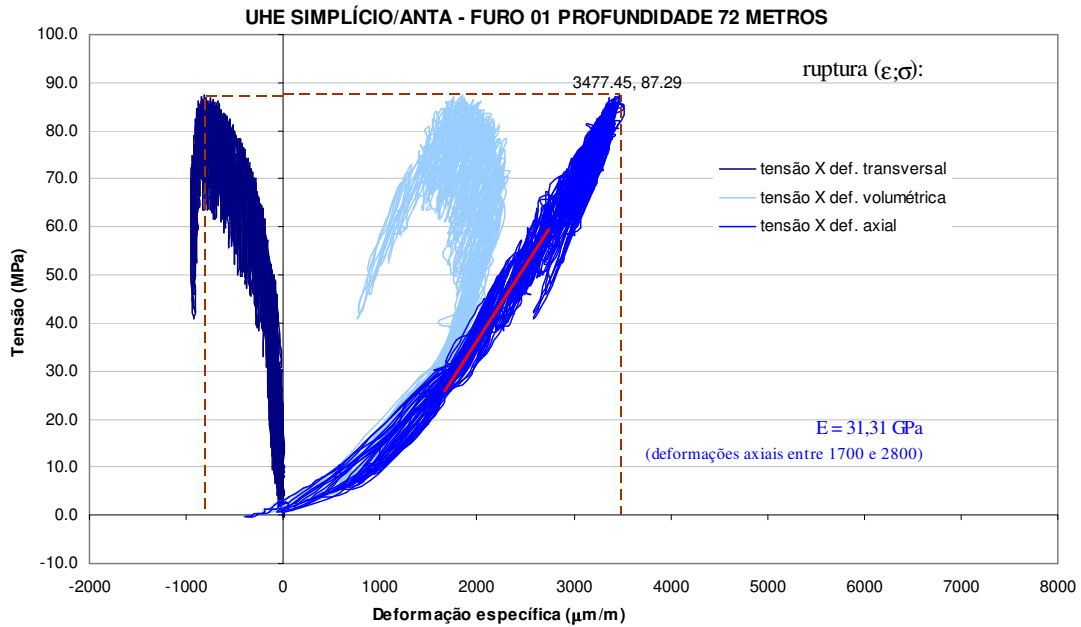


Tabela A.29. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 76metros.

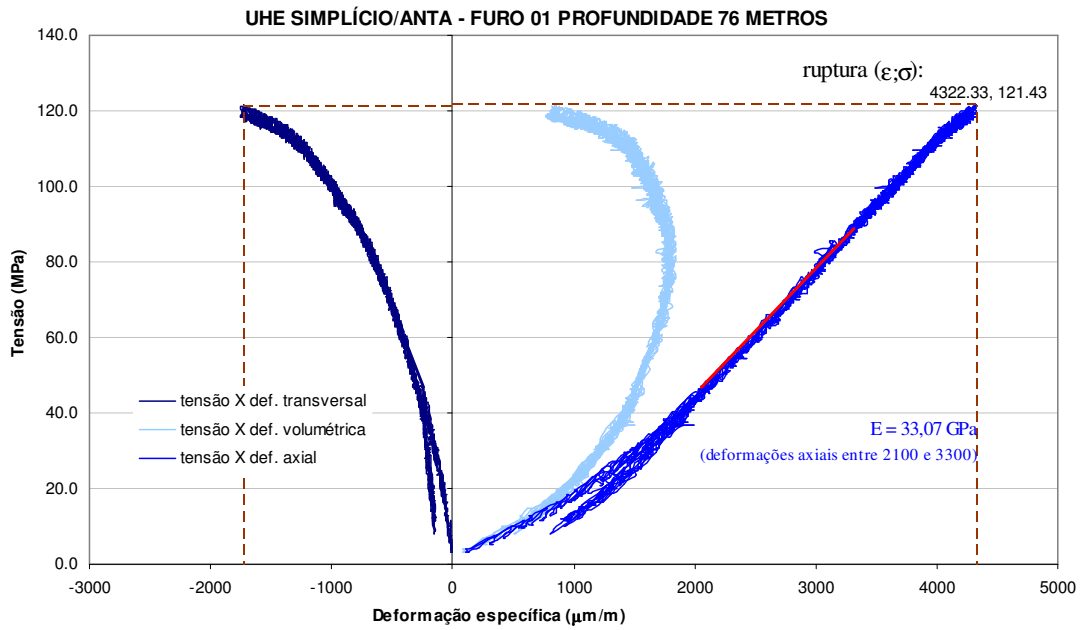


Tabela A.30. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 89metros.

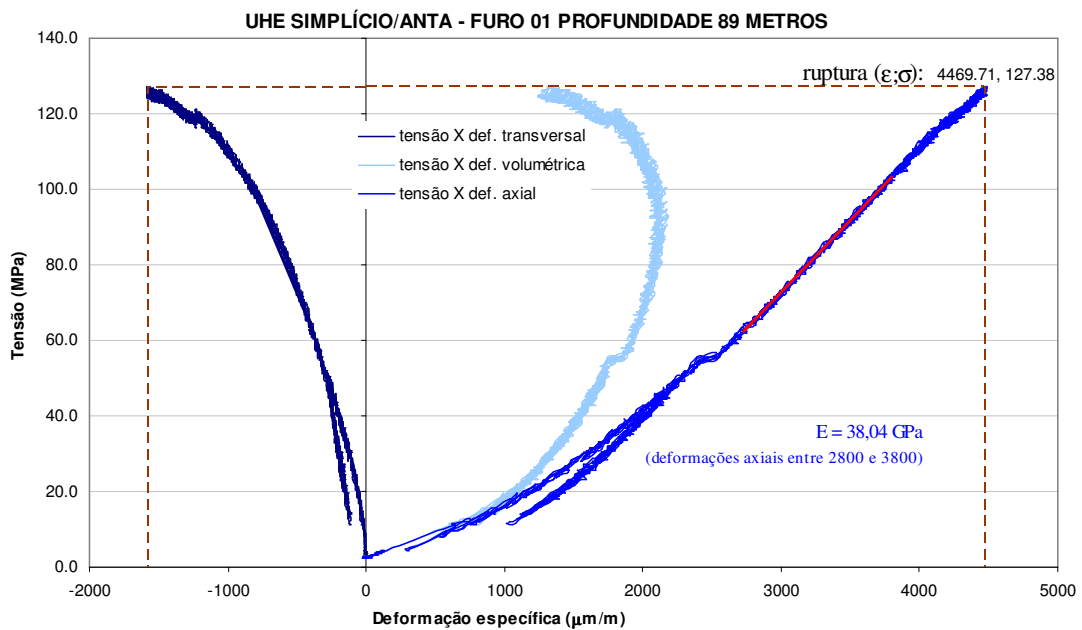


Tabela A.31. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 89metros.

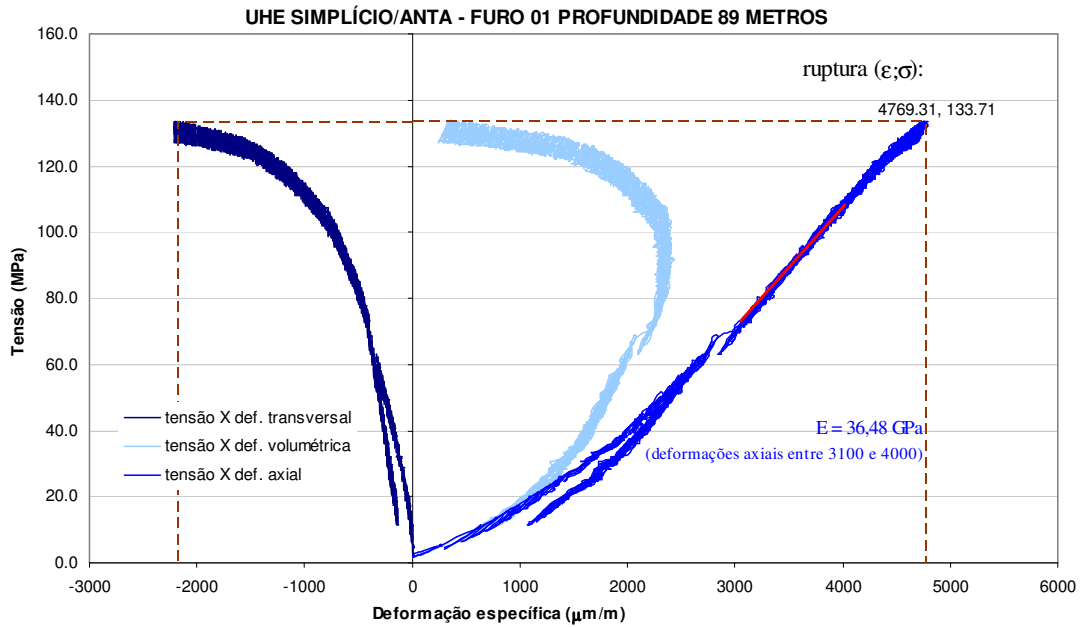


Tabela A.32. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 01 profundidade 100metros.

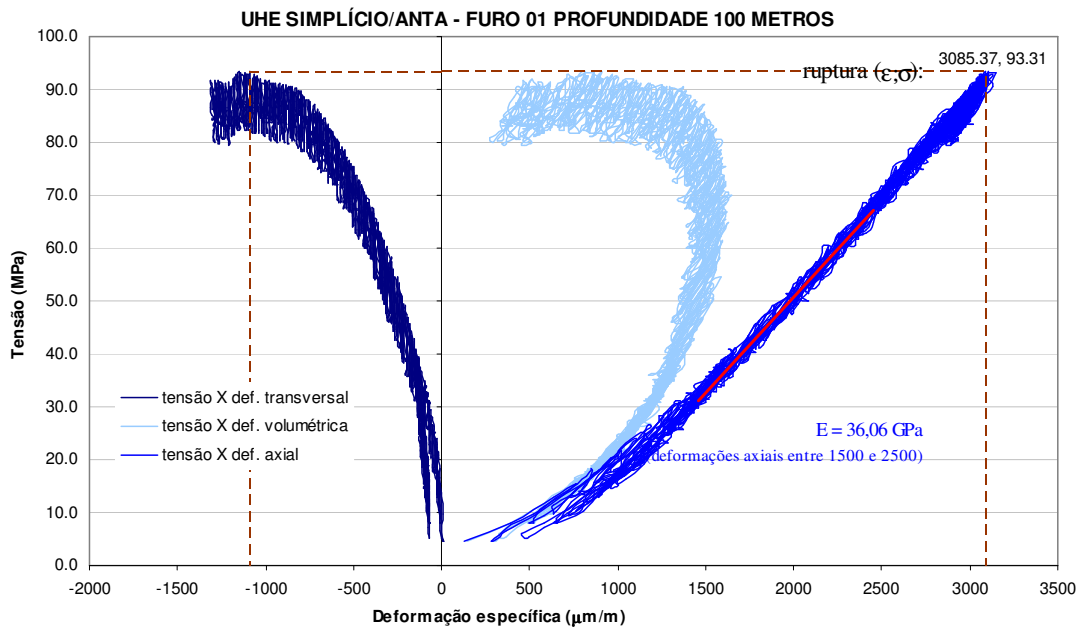


Tabela A.33. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 02 profundidade 91metros.

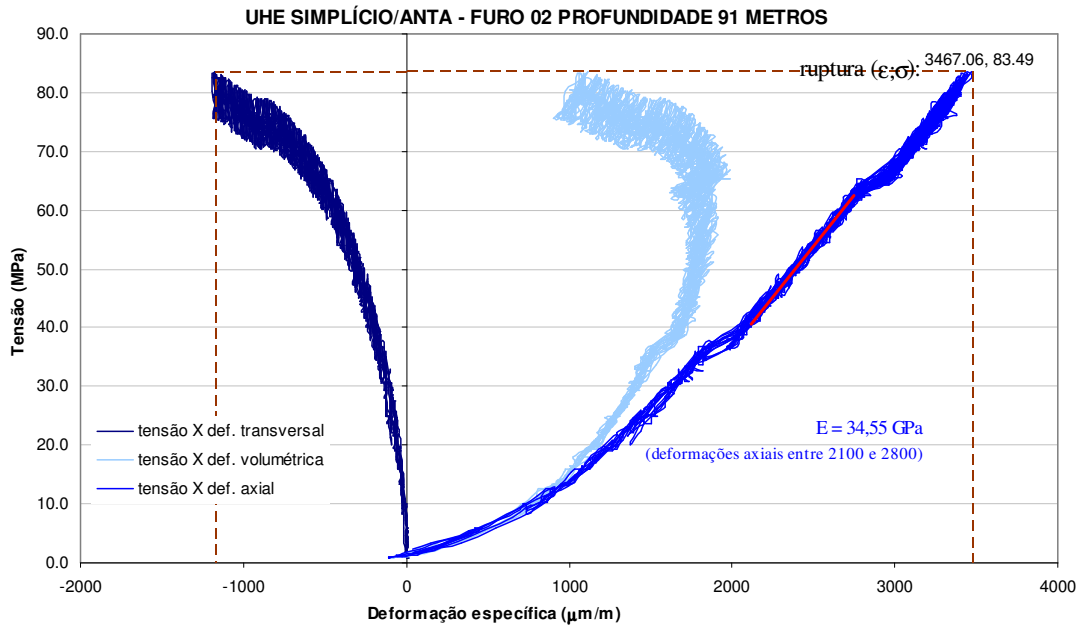


Tabela A.34. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 02 profundidade 91metros.

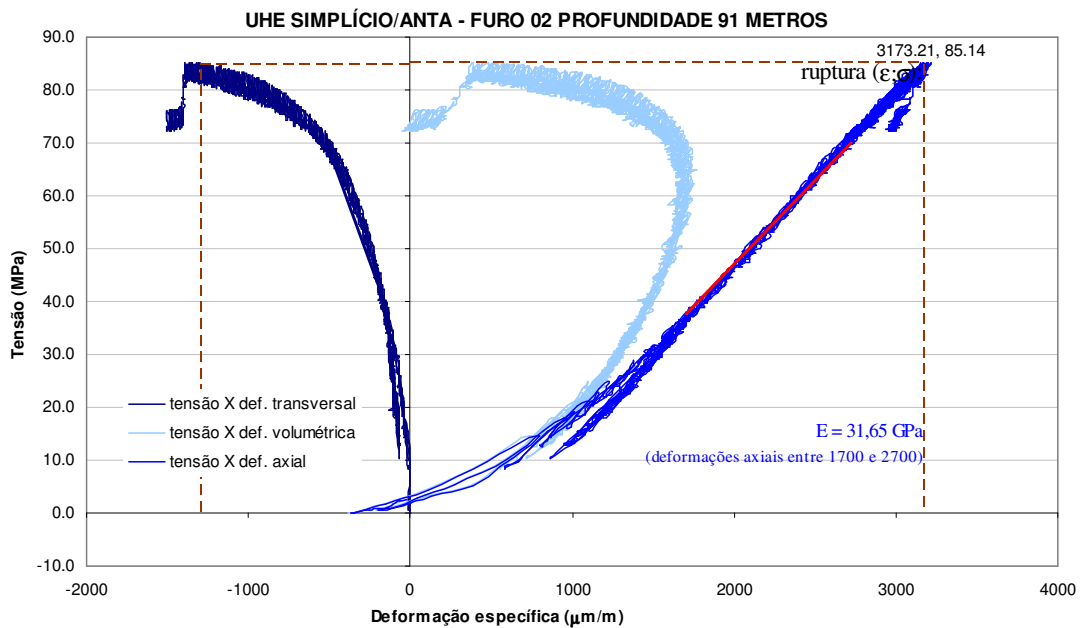


Tabela A.35. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 02 profundidade 101metros.

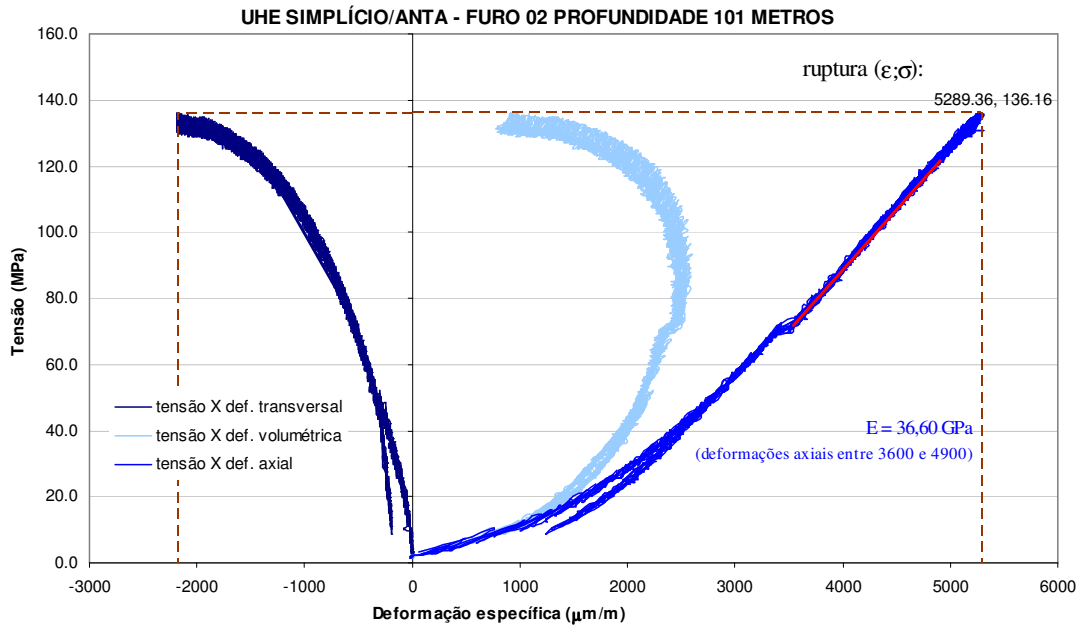


Tabela A.36. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 02 profundidade 105metros.

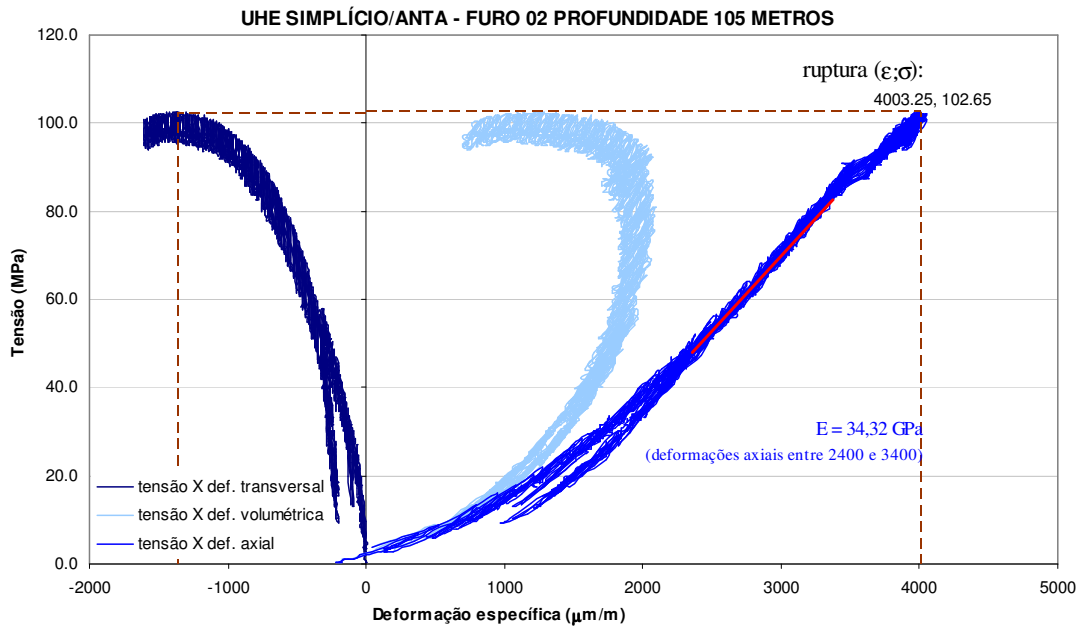


Tabela A.37. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 05 profundidade 86metros.

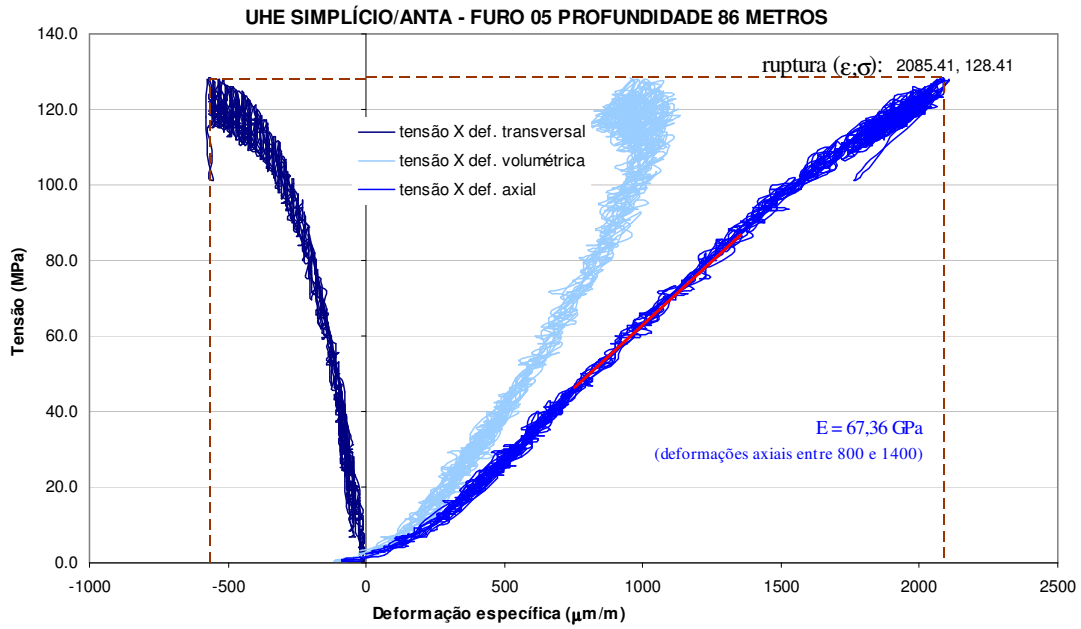


Tabela A.38. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 05 profundidade 86metros.

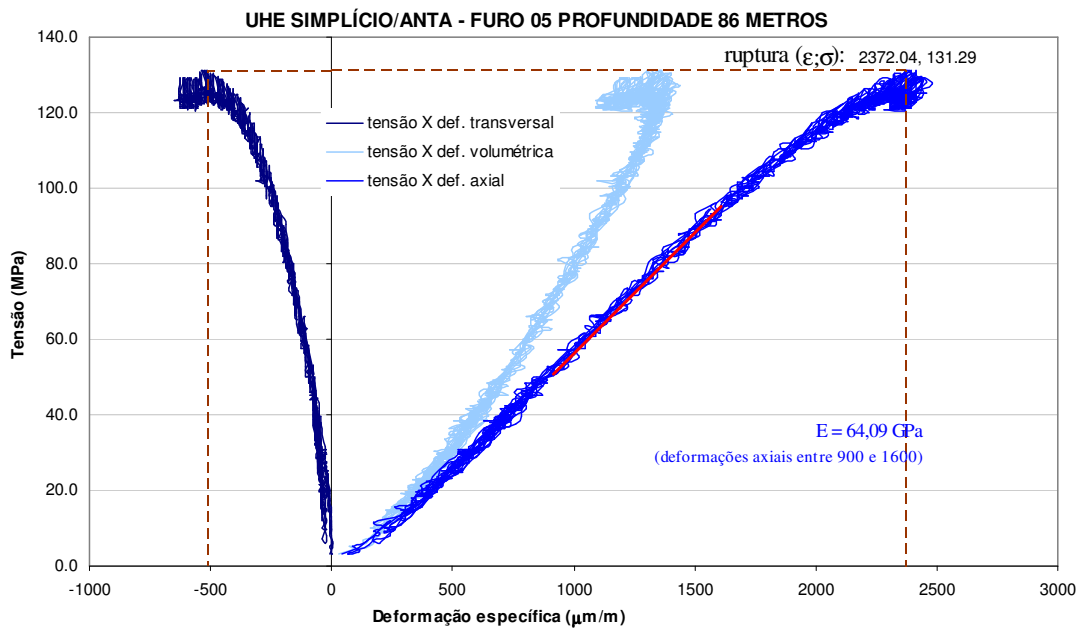


Tabela A.39. - Tabelas de resultados dos ensaios de resistência uniaxial furo 05 profundidade 112metros.

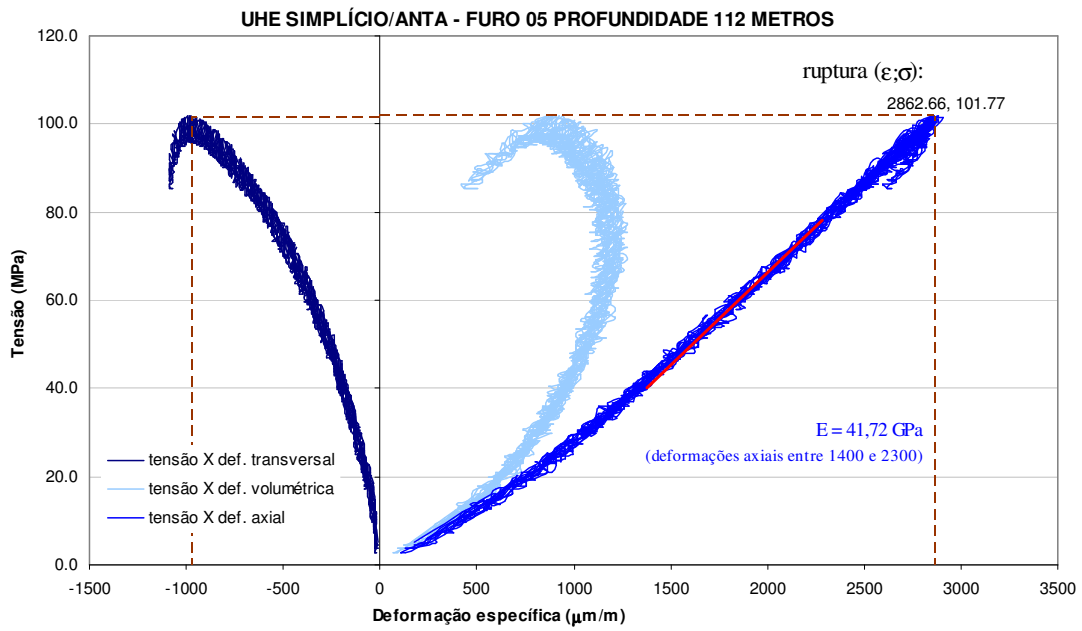


Tabela A.40. - Tabelas de resultados do ensaio de fraturamento hidráulico por furo.

FRATURAMENTO HIDRÁULICO DO AHE SIMPLÍCIO/ANTA							
FHD	Prof. (m)	P _s (kgf/cm ²)	P _c (kgf/cm ²)	P _r ⁻² (kgf/cm ²)	P _r ⁻³ (kgf/cm ²)	P _r (kgf/cm ²)	T=P _c -P _r (kgf/cm ²)
FURO 1	70.50	68.20	105.63	92.12	81.06	86.59	19.04
	72.50	92.23	142.17	97.58	79.66	88.62	53.55
	78.50	40.43	86.29	61.59	54.78	58.19	28.11
	82.50	38.27	69.78	54.43	48.23	51.33	18.45
	88.00	36.87	81.48	39.05	31.72	35.39	46.10
	100.50	76.39	169.06	104.52	125.54	115.03	54.03
FURO 2	88.00	36.87	81.48	39.05	31.72	35.39	46.10
	90.50	15.92	26.61	20.37	15.52	17.95	8.67
	93.50	22.57	67.29	37.00	27.83	32.42	34.88
	96.60	116.43	287.88	234.67	162.91	198.79	89.09
	105.50	141.17	225.61	125.09	142.94	134.02	91.60
	108.70	186.88	251.56	181.97	158.21	170.09	81.47
	112.85	115.15	217.04	144.56	139.32	141.94	75.10
FURO 5	36.50	20.01	63.73	36.88	30.72	33.80	29.93
	43.50	21.31	66.18	25.65	34.26	29.96	36.23
	85.90	19.18	45.18	30.44	27.94	29.19	15.99
	112.50	53.32	128.66	68.06	56.54	62.30	66.36

Legenda:

Prof.=profundidade da realização do ensaio FHD

P_s=pressão de fechamento

P_c=pressão de quebra

P_r-2=pressão de reabertura medida no ciclo 2

P_r-3=pressão de reabertura medida no ciclo 3

P_r=valor médio da pressão de reabertura medidas nos ciclos 2 e 3

T=resistência à tração da rocha medida na escala do ensaio

ANEXO B

(Listagem dos arquivos de comando utilizados no FLAC)

No Anexo B, estão contidas as linhas de comando que foram utilizadas na modelagem numérica do FLAC.

Modelagem axissimétrica conforme item 4.6.3.4 do Capítulo 4 desta dissertação (arquivo: taj01.dat).

```
title
escavacao circular em meio elastico, caso axissimetrico (ax01)
config ax extra=8
grid 20 40
mo mo
generate 0 0 0 100 100 100 100 0 i 1 21 j 1 21 rat 1.475 0.678
gen s 0 200 100 200 s i 1 21 j 21 41 rat 1.475 1.475
plot hold grid
plot hold grid
def derivekg
  s_mod=e_mod/(2.0*(1.0+p_ratio))
  b_mod=e_mod/(3.0*(1.0-2*p_ratio))
end
def kgmax
  k_mod=10*(b_mod + 4*s_mod/3)/az
end
set e_mod=63.1e9 p_ratio=0.43
deriveKG
pro bulk b_mod she s_mod den 26 coh 14.25e6 fric 50.22 ten 0.97e6
plot hold grid mark
plot sxy
ini sxx -2.6e6 szz -2.6e6
ini syy -9.8e6 fix y j 1
fix x i 1
fix y j 41
app sxx -2.6e6 i 21
plot hold grid fix apply red
hist unbal
```

```
hist xd i 13 j 21
hist xv i 13 j 21
hist sxx i 13 j 21
hist syy i 13 j 21
hist szz i 13 j 21
hist sig1 i 13 j 21
hist sig2 i 13 j 21
step 10
;zerando os deslocamentos iniciais
ini xdisp 0 ydisp 0
save lxp.sav
;rest lxp.sav
plot hold sxx fill
plot hold syy fill
plot hold xdisp fill
plot hold ydisp fill
plot hold disp
;aplicando face de escavação a 100 m
model null i 1 12 j 21 41
pl hold grid
step 100
;solve
save lxp100m.sav
;rest lxp100m.sav
plot hold sxx fill
plot hold syy fill
plot hold xdisp fill
plot hold ydisp fill
plot hold disp
;comandos para resultados
;tensão
plot bound sxx fill
plot bound syy fill
plot bound sxy fill
```

```
plot bound stress
;deslocamentos
plot bound xdisp fill
plot bound ydisp fill
plot bound disp
;saida de resultados para excel
set log on
print xdisp i 11
print sxx i 11
set log off
;comandos diferentes
;alt + entre (amplia a tela)
;shift + z (cursor para ampliação)
;comandos para exportar graficos dxf (set plot 256dxf)
;set plot dxf
;set out ax01_10sxx.dxf
;plot pen bound sxx fill
;set out ax01_10xdisp.dxf
;plot pen bound xdisp fill
```

Modelagem bi-dimensional do TAJ TN3 Simplício, aplicando o modelo de Mohr-Coulomb, conforme item 4.6.3.5 do Capítulo 4 desta dissertação (arquivo: taj099.dat).

```
title
modelagem 2D mohr coulomb
config extra 5
grid 27 40
mo mo
model null i 15 27 j 28 40
model null i 15 27 j 1 13
;gerando a malha
gen 0 0 0 93 14 93 107 0 i 1 15 j 1 14 rat 1 .794
gen s 0 107 14 107 s i 1 15 j 14 28 rat 1 1
gen s s 107 200 107 0 i 15 28 j 14 28 rat 1.26 1
gen s 0 200 107 200 s i 1 15 j 28 41 rat 1 1.26
attach aside from 15 1 to 15 13 bside from 28 14 to 16 14
attach aside from 28 28 to 16 28 bside from 15 41 to 15 29
plot hold grid
;criando o tunel com 4 mt raio e 90 graus e 2 mt de parede
gen arc 0 99 4 99 90
gen line 4 99 4 97
gen line 4 97 0 97
plot hold grid mark gnum
def DeriveKG
  s_mod=e_mod/(2.0*(1.0+p_ratio))
  b_mod=e_mod/(3.0*(1.0-2*p_ratio))
end
def kgmax
  k_mod=10*(b_mod + 4*s_mod/3)/az
end
set e_mod=63.1e9 p_ratio=0.43
DeriveKG
pro bulk b_mod she s_mod den 26 coh 14.25e6 fric 50.22 ten 0.97e6
plot hold grid mark
```

```

;aplicando as condições de contorno
fix x i 1 j 1 14
fix y i 1 15 j 1
fix x i 28 j 14 28
fix x i 1 j 28 41
fix x i 1 j 14 28
set grav 9.81
ini syy -5.2e6 var 0 5.2e6
ini sxx -19.6e6 var 0 19.6e6
ini szz -19.6e6 var 0 19.6e6
;foi lançado ko 3.76 -homogenio sxx=szz-
hist unbal
hist xd i 5 j 18
hist yd i 1 j 22
hist xd i 5 j 16
hist sxx i 5 j 18
hist sxx i 1 j 22
hist syy i 5 j 16
;-----
; STEP 0 -ETAPA 0 ANTES DA ESCAVAÇÃO-
;-----
solve for 2
ini xdis 0 ydis 0
;inicial deslocamentos em x e y = 0

save TAJ_0.sav
pl hold bound fix
;saidas para CAD e Excel
set plot dxf
set out TAJ0_sx.dxf
plot pen bound sxx fill
set log on
print xdisp i 1 j 24
print ydisp i 1 j 24

```

```

print xdisp i 5 j 18
print ydisp i 5 j 18
set log off
;-----
; STEP I -ETAPA 1 ESCAVAÇÃO RELAXAÇÃO 20%-
;-----
;escavação do túnel
model null reg i 2 j 20
apply xvel 0 from 1,24 to 1,24
apply xvel 0 yvel 0 from 2,24 to 5,20
apply xvel 0 yvel 0 from 5,20 to 5,18
apply xvel 0 yvel 0 from 5,18 to 2,18
apply xvel 0 from 1,18 to 1,18
step 1
call ms.fis
set ninc = 1000 rstart = 1.0 rstop = 0.8
relax_ini
set ib_ap = 1 ie_ap = 5 jb_ap = 18 je_ap = 24
apply_rf
hist relax_hist
solve
save taj_20.sav
plot hold disp fix
set log on
print xdisp i 1 j 24
print ydisp i 1 j 24
print xdisp i 5 j 18
print ydisp i 5 j 18
set log off
;-----
; STEP II -ETAPA 2 ESCAVAÇÃO RELAXAÇÃO 50%-TIRANTE
;-----
;aplicando tirantes na escavação
stru cable beg 0 103 end 0 107 seg 8 pro 1

```

```

stru cable beg 1 102.9 end 2 106.7 seg 8 pro 1
stru cable beg 2 102.5 end 4 105.9 seg 8 pro 1
stru cable beg 2.8 101.8 end 5.7 104.7 seg 8 pro 1
stru cable beg 3.5 101 end 6.9 103 seg 8 pro 1
stru cable beg 3.9 100 end 7.7 101.1 seg 8 pro 1
stru cable beg 4 99 end 8 99 seg 8 pro 1
stru cable beg 4 98 end 8 98 seg 8 pro 1
stru cable beg 4 97 end 8 97 seg 8 pro 1
stru pro 1 e 2.05e11 kbond 1.5e10 sbond 8e5 yield 5.5e5 area 5e-4
apply xvel 0 from 1,24 to 1,24
apply xvel 0 yvel 0 from 2,24 to 5,20
apply xvel 0 yvel 0 from 5,20 to 5,18
apply xvel 0 yvel 0 from 5,18 to 2,18
apply xvel 0 from 1,18 to 1,18
step 1
call ms.fis
set ninc = 1000 rstart = 1.0 rstop = 0.5
relax_ini
set ib_ap = 1 ie_ap = 5 jb_ap = 18 je_ap = 24
apply_rf
hist relax_hist
pl hold bound fix
solve
save taj_50t.sav
plot hold disp
set log on
print xdisp i 1 j 24
print ydisp i 1 j 24
print xdisp i 5 j 18
print ydisp i 5 j 18
set log off
;-----
; STEP III -ETAPA 3 ESCAVAÇÃO RELAXAÇÃO 100%-TIRANTE E CONCRETO
;-----

```

```
;aplicando concreto projetado
stru beam beg grid 1 24 end grid 2 24 pro 2
stru beam beg grid 2 24 end grid 3 24 pro 2
stru beam beg grid 3 24 end grid 3 23 pro 2
stru beam beg grid 3 23 end grid 4 23 pro 2
stru beam beg grid 4 23 end grid 4 22 pro 2
stru beam beg grid 4 22 end grid 5 22 pro 2
stru beam beg grid 5 22 end grid 5 21 pro 2
stru beam beg grid 5 21 end grid 5 20 pro 2
stru beam beg grid 5 21 end grid 5 20 pro 2
stru beam beg grid 5 20 end grid 5 19 pro 2
stru beam beg grid 5 19 end grid 5 18 pro 2
stru pro 2 e 5.5e9 area 0.04 i 5.333e-6
apply xvel 0 from 1,24 to 1,24
apply xvel 0 yvel 0 from 2,24 to 5,20
apply xvel 0 yvel 0 from 5,20 to 5,18
apply xvel 0 yvel 0 from 5,18 to 2,18
apply xvel 0 from 1,18 to 1,18
step 1
call ms.fis
set ninc = 1000 rstart = 1.0 rstop = 0.0
relax_ini
set ib_ap = 1 ie_ap = 5 jb_ap = 18 je_ap = 24
apply_rf
solve
save taj_50tc.sav
plot hold disp
plot hold syy fill
plot hold xdisp fill
plot hold &
struc axial cable fill mark bou
plot hold ydisp fill
;saídas para Excel e CAD
set log on
```

```
print xdisp i 1 j 24
print ydisp i 1 j 24
print xdisp i 5 j 18
set log off
set plot dxf
;zoom de saída
win -5 25 92 122
set out TAJ0_grid boud.dxf
plot pen bound grid fix fill
set out TAJ0_xdisp.dxf
plot pen bound xdisp fill
set out TAJ0_ydisp.dxf
plot pen bound ydisp fill
set out TAJ0_disp.dxf
plot pen bound disp
set out TAJ0_sxx.dxf
plot pen bound sxx fill
set out TAJ0_syy.dxf
plot pen bound syy fill
set out TAJ0_sxy.dxf
plot pen bound sxy fill
set out TAJ0_stress.dxf
plot pen bound stress fill
set out TAJ0_plast.dxf
plot pen bound plast fill
set out TAJ0_cabos.dxf
plot pen grid struc cable axial fill
set out TAJ0_concreto.dxf
plot pen grid struc beam axial fill
set out TAJ0_cec.dxf
plot pen grid struc axial fill
;comandos diferentes
;Alt + Entre (amplia a tela)
;Shift + z (cursor para ampliação)
```

Modelagem bi-dimensional do TAJ TN3 Simplício, aplicando o modelo de Hoek e Brown, conforme item 4.6.3.5 do Capítulo 4 desta dissertação (arquivo: lxp.dat).

```
title
modelagem 2D hoek e brown
config extra 5
grid 27 40
mo mo
model null i 15 27 j 28 40
model null i 15 27 j 1 13
;gerando malha inicial
gen 0 0 0 93 14 93 107 0 i 1 15 j 1 14 rat 1 .794
gen s 0 107 14 107 s i 1 15 j 14 28 rat 1 1
gen s s 107 200 107 0 i 15 28 j 14 28 rat 1.26 1
gen s 0 200 107 200 s i 1 15 j 28 41 rat 1 1.26
attach aside from 15 1 to 15 13 bside from 28 14 to 16 14
attach aside from 28 28 to 16 28 bside from 15 41 to 15 29
plot hold grid
;criando o tunel com 4 mt raio e 90 graus e 2 mt de parede
gen arc 0 99 4 99 90
gen line 4 99 4 97
gen line 4 97 0 97
plot hold grid mark gnum
def DeriveKG
  s_mod=e_mod/(2.0*(1.0+p_ratio))
  b_mod=e_mod/(3.0*(1.0-2*p_ratio))
end
def kgmax
  k_mod=10*(b_mod + 4*s_mod/3)/az
end
set e_mod=63.1e9 p_ratio=0.43
DeriveKG
pro bulk b_mod she s_mod den 2600 coh 14.25e6 fric 50.22
ten 0.97e6
```

```
plot hold grid mark
;aplicando as condições iniciais
fix x i 1 j 1 14
fix y i 1 15 j 1
fix x i 28 j 14 28
fix x i 1 j 28 41
fix x i 1 j 14 28
set grav 9.81
ini syy -5.2e6 var 0 5.2e6
ini sxx -19.6e6 var 0 19.6e6
ini szz -19.6e6 var 0 19.6e6
;foi lançado ko 3.76 -homogenio sxx=szz-
hist unbal
hist xd i 5 j 18
hist yd i 1 j 22
hist xd i 5 j 16
hist sxx i 5 j 18
hist sxx i 1 j 22
hist syy i 5 j 16
;-----
; STEP 0 -ETAPA 0 ANTES DA ESCAVAÇÃO-
;-----
ini xdis 0 ydis 0
set large
;inicial deslocamentos em x e y = 0
pl hold bound fix
pl ydisp
pl xdisp
;saídas para CAD e Excel
set plot dxf
set out TAJ09_sx.dxf
plot pen bound sxx fill
set log on
print xdisp i 1 j 24
```

```
print ydisp i 1 j 24
print xdisp i 5 j 18
print ydisp i 5 j 18
set log off
;-----
; STEP I -ETAPA 1 ESCAVAÇÃO RELAXAÇÃO 20%-
;-----
;escavação do tunel
model null reg i 2 j 20
solve for 2
apply xvel 0 from 1,24 to 1,24
apply xvel 0 yvel 0 from 2,24 to 5,20
apply xvel 0 yvel 0 from 5,20 to 5,18
apply xvel 0 yvel 0 from 5,18 to 2,18
apply xvel 0 from 1,18 to 1,18
step 1
call ms.fis
set ninc = 1000 rstart = 1.0 rstop = 0.8
relax_ini
set ib_ap = 1 ie_ap = 5 jb_ap = 18 je_ap = 24
apply_rf
;aplicando hoek brown
call hbtaj0.fis
set ns 5 nsup 1200
supsolve
save hb20taj09.sav
hist relax_hist
set log on
print xdisp i 1 j 24
print ydisp i 1 j 24
print xdisp i 5 j 18
print ydisp i 5 j 18
set log off
```

;-----
; STEP II -ETAPA 2 ESCAVAÇÃO RELAXAÇÃO 50%-TIRANTE
;-----

;aplicando tirantes

```
stru cable beg 0 103 end 0 107 seg 8 pro 1
stru cable beg 1 102.9 end 2 106.7 seg 8 pro 1
stru cable beg 2 102.5 end 4 105.9 seg 8 pro 1
stru cable beg 2.8 101.8 end 5.7 104.7 seg 8 pro 1
stru cable beg 3.5 101 end 6.9 103 seg 8 pro 1
stru cable beg 3.9 100 end 7.7 101.1 seg 8 pro 1
stru cable beg 4 99 end 8 99 seg 8 pro 1
stru cable beg 4 98 end 8 98 seg 8 pro 1
stru cable beg 4 97 end 8 97 seg 8 pro 1
stru pro 1 e 2.05e11 kbond 1.5e10 sbond 8e5 yield 5.5e5 area 5e-4
apply xvel 0 from 1,24 to 1,24
apply xvel 0 yvel 0 from 2,24 to 5,20
apply xvel 0 yvel 0 from 5,20 to 5,18
apply xvel 0 yvel 0 from 5,18 to 2,18
apply xvel 0 from 1,18 to 1,18
step 1
call ms.fis
set ninc = 1000 rstart = 1.0 rstop = 0.5
relax_ini
set ib_ap = 1 ie_ap = 5 jb_ap = 18 je_ap = 24
apply_rf
hist relax_hist
supsolve
set log on
print xdisp i 1 j 24
print ydisp i 1 j 24
print xdisp i 5 j 18
print ydisp i 5 j 18
set log off
```

```

;-----
; STEP III -ETAPA 3 ESCAVAÇÃO RELAXAÇÃO 100%-TIRANTE E CONCRETO
;-----

apply xvel 0 from 1,24 to 1,24
apply xvel 0 yvel 0 from 2,24 to 5,20
apply xvel 0 yvel 0 from 5,20 to 5,18
apply xvel 0 yvel 0 from 5,18 to 2,18
apply xvel 0 from 1,18 to 1,18

step 1
pl hold grid fix
call ms.fis
set ninc = 1000 rstart = 1.0 rstop = 0.0
relax_ini
set ib_ap = 1 ie_ap = 5 jb_ap = 18 je_ap = 24
apply_rf
;aplicando concreto projetado
stru beam beg grid 1 24 end grid 2 24 pro 2
stru beam beg grid 2 24 end grid 3 24 pro 2
stru beam beg grid 3 24 end grid 3 23 pro 2
stru beam beg grid 3 23 end grid 4 23 pro 2
stru beam beg grid 4 23 end grid 4 22 pro 2
stru beam beg grid 4 22 end grid 5 22 pro 2
stru beam beg grid 5 22 end grid 5 21 pro 2
stru beam beg grid 5 21 end grid 5 20 pro 2
stru beam beg grid 5 21 end grid 5 20 pro 2
stru beam beg grid 5 20 end grid 5 19 pro 2
stru beam beg grid 5 19 end grid 5 18 pro 2
stru pro 2 e 5.5e9 area 0.04 i 5.333e-6
supsolve
save hb100taj09.sav
plot hold disp
plot hold syy fill
plot hold xdisp fill
plot hold &

```

```
struc axial cable fill mark bou
plot hold ydisp fill
;saídas para Excel e CAD
set log on
print xdisp i 1 j 24
print ydisp i 1 j 24
print xdisp i 5 j 18
print ydisp i 5 j 18
set log off
set plot dxf
win -5 25 92 122
set out TAJ09_grid boud.dxf
plot pen bound grid fix fill
set out TAJ09_xdisp.dxf
plot pen bound xdisp fill
set out TAJ09_ydisp.dxf
plot pen bound ydisp fill
set out TAJ09_disp.dxf
plot pen bound disp
set out TAJ09_sxx.dxf
plot pen bound sxx fill
set out TAJ09_syy.dxf
plot pen bound syy fill
set out TAJ09_sxy.dxf
plot pen bound sxy fill
set out TAJ09_stress.dxf
plot pen bound stress fill
set out TAJ09_plast.dxf
plot pen bound plast
set out TAJ09_cabos.dxf
plot pen grid struc cable axial fill
set out TAJ09_concreto.dxf
plot pen grid struc beam axial fill
```

Aplicativo fish, utilizado para simulação Hoek e Brown (arquivo: hbtaj01.dat).

; FISH para critério de ruptura de Hoek-Brown

def cfi

loop i (1,izones)

loop j (1,jzones)

h_mm=10.24

h_ss=6.5e-2

sc=116e6

tension(i,j)=0.5*sc*(sqrt(h_mm^2+4*h_ss)-h_mm)

temp1=-0.5*(sxx(i,j)+syy(i,j))

temp2=sqrt(sxy(i,j)^2+0.25*(sxx(i,j)-syy(i,j))^2)

s3=min(temp1-temp2,-szz(i,j))

if s3<0.0 then

s3=0.0

end_if

h_lam=1+0.5*h_mm*sc/sqrt(h_mm*sc*s3+sc^2*h_ss)

fi=2*atan(sqrt(h_lam))/degrad-90

friction(i,j)=fi

sci=s3*(1-h_lam)+sqrt(h_mm*s3*sc+sc^2*h_ss)

coe=0.5*sci/sqrt(h_lam)

cohesion(i,j)=coe

end_loop

end_loop

end

def supstep

cfi

if ns=0 then

ns=5

end_if

command

step ns

print k

```
end_command  
end
```

```
def supsolve  
loop k (1,nsup)  
supstep  
end_loop  
end
```

ANEXO C

(Pranchas em CAD)

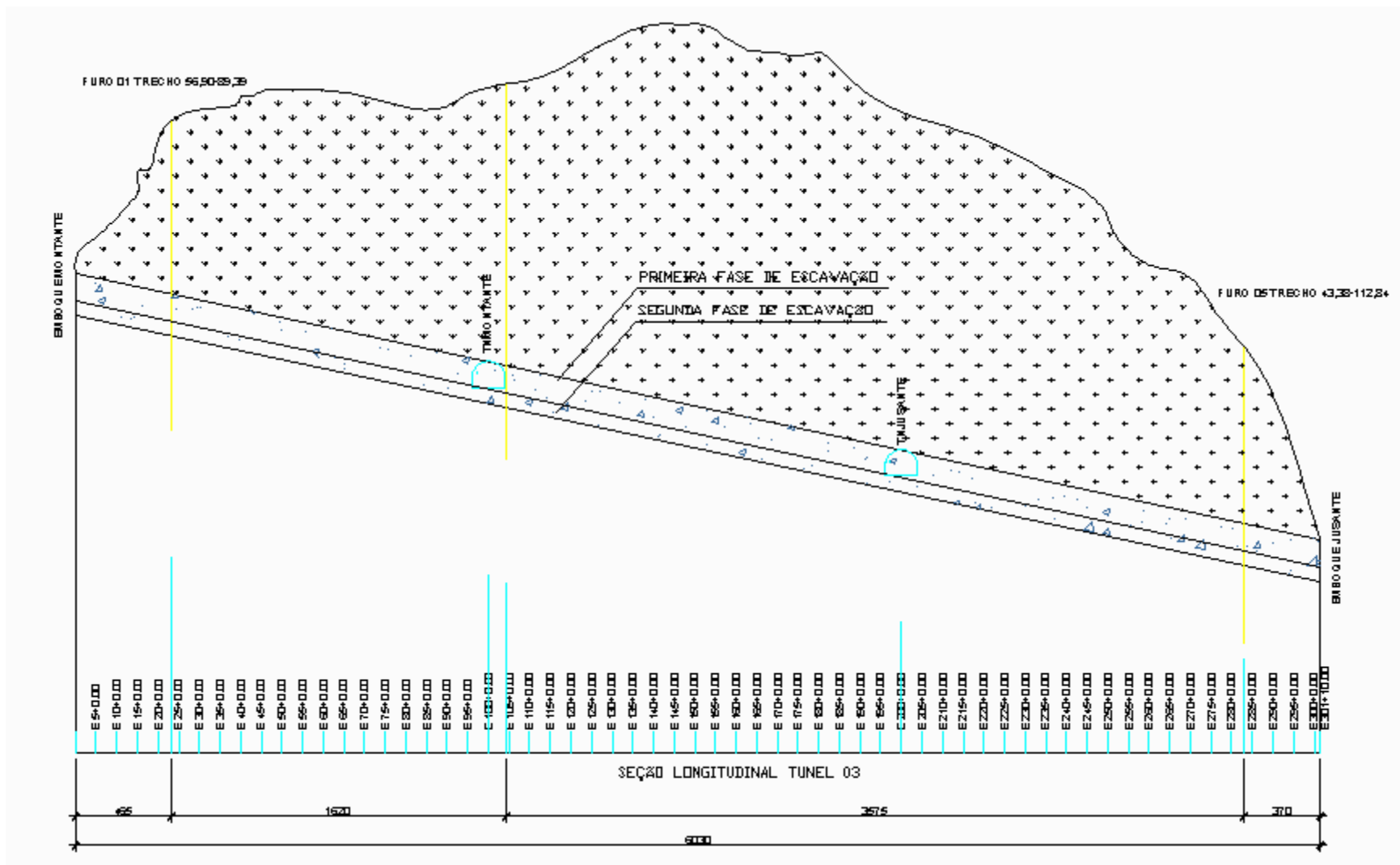


Figura C.1. – Localização dos furos ensaiados no túnel 3 UHE Simplício.

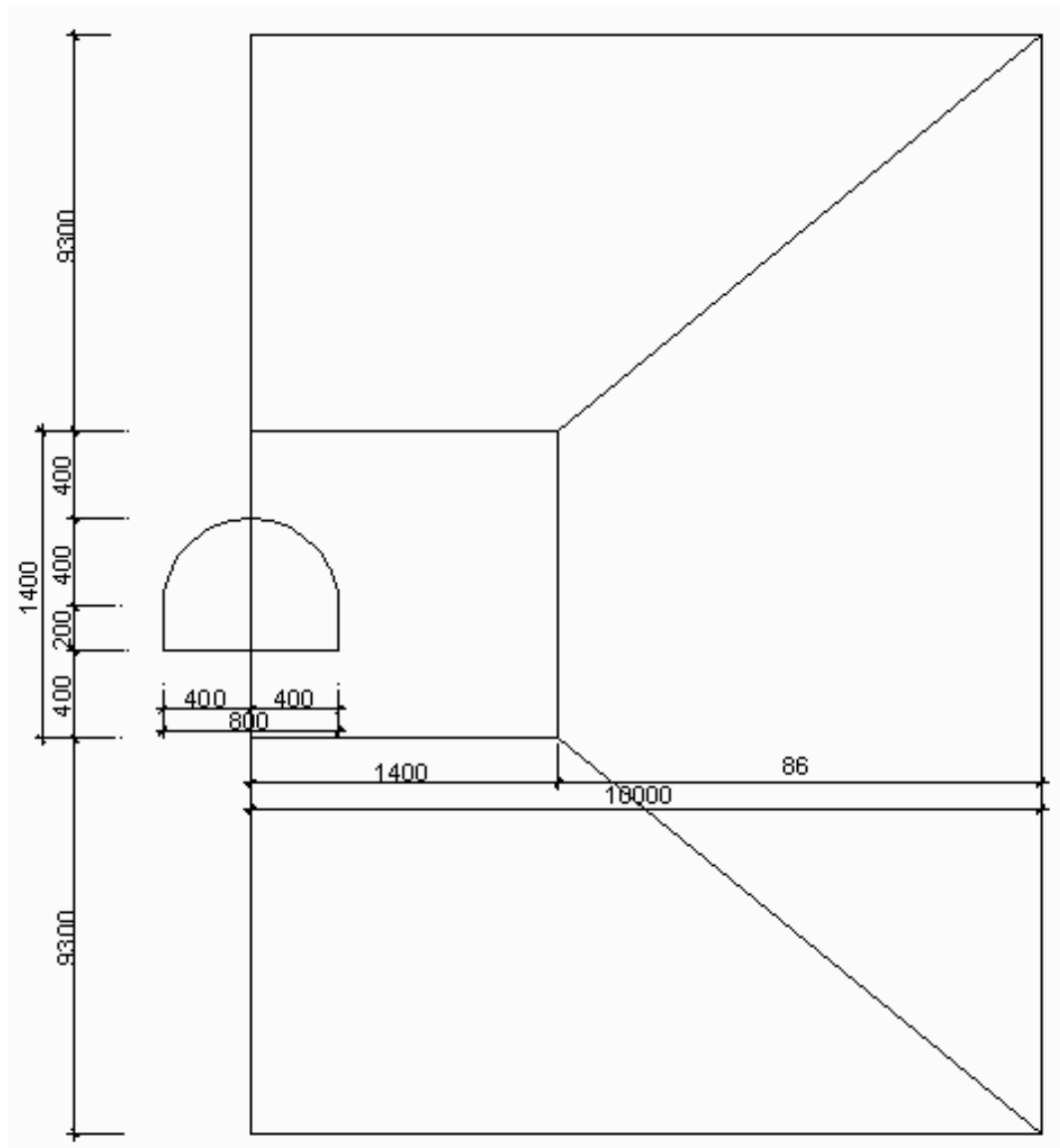


Figura C.2. – Geometria da escavação do túnel auxiliar de jusante do TN 3 UHE Simplício.

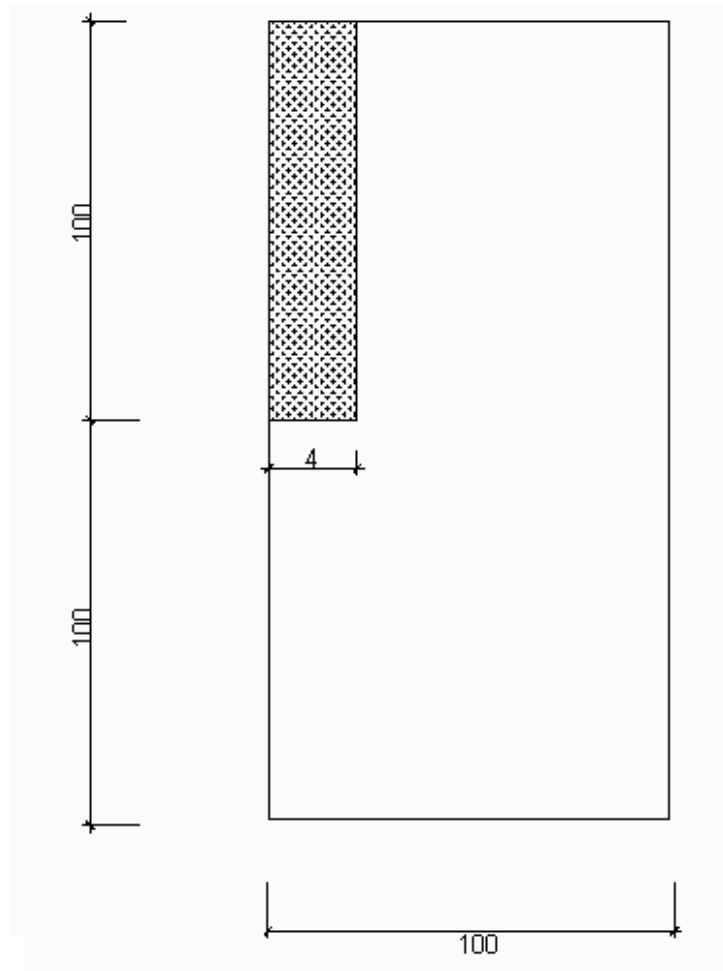


Figura C.3. – Geometria da escavação modelo axissimétrico.

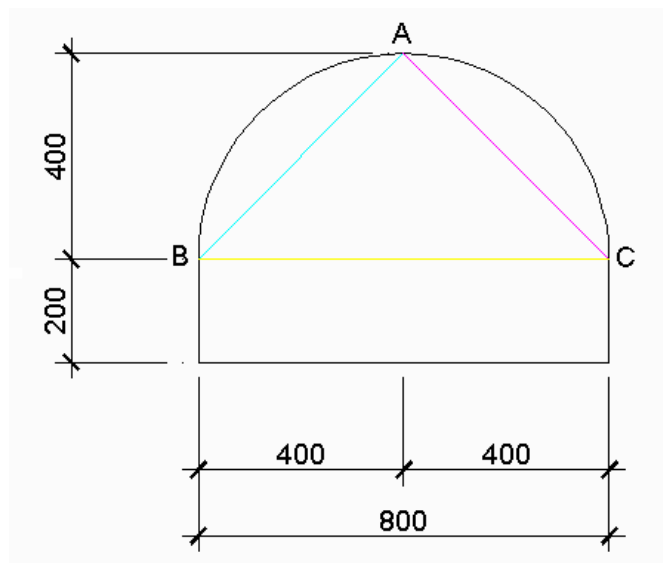


Figura C.4. – Detalhe monitoramento de convergência do TAJ TN3 UHE Simplício.