



**MEDIÇÃO DE TENSÕES *IN SITU* EM MACIÇOS ROCHOSOS E
ESTRUTURAS DE CONCRETO**

JOÃO LUIZ ARMELIN

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**MEDIÇÃO DE TENSÕES *IN SITU* EM MACIÇOS
ROCHOSOS E ESTRUTURAS DE CONCRETO**

JOÃO LUIZ ARMELIN

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-066/2010

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO DE 2010

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

**MEDIÇÃO DE TENSÕES *IN SITU* EM MACIÇOS
ROCHOSOS E ESTRUTURAS DE CONCRETO**

JOÃO LUIZ ARMELIN

Tese de Doutorado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor.

Aprovado por:

ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD.
(ORIENTADOR)

MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD.
(EXAMINADOR INTERNO)

ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD.
(EXAMINADOR INTERNO)

RODRIGO PELUCI DE FIGUEIREDO,
DSc.
(EXAMINADOR EXTERNO)

ANNA LAURA LOPES DA SILVA
NUNES, PhD.
(EXAMINADORA EXTERNA)

Brasília, 03 de dezembro de 2010.

FICHA CATALOGRÁFICA

ARMELIN, JOÃO LUIZ.

Medição de Tensões *In Situ* em Maciços Rochosos e Estruturas de Concreto [Distrito Federal] 2010.

xxix, 305 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2010).

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Tensões *in situ*

2. Célula triaxial

5. Estruturas de concreto

3. Pressiômetro

4. Maciços rochosos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ARMELIN, J.L. (2010). Medição de Tensões *In Situ* em Maciços Rochosos e Estruturas de Concreto. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-066/2010, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 305 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: João Luiz Armelin.

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Medição de Tensões *In Situ* em Maciços Rochosos e Estruturas de Concreto.

GRAU/ANO: Doutor/2010.

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

João Luiz Armelin

Rua 227-A, 281 (Ed. Candeias), Apt. 301 – Setor Universitário

74610-155 – Goiânia / GO – Brasil

DEDICATÓRIA

Dedicado a

Daisy,

Solange,

Janaína,

Nádia e

Mara.

AGRADECIMENTOS

O autor expressa seus agradecimentos à ELETROBRAS-FURNAS por viabilizar o desenvolvimento alcançado, tornando disponíveis as instalações de seus laboratórios e equipes técnicas.

Agradece também aos Professores do Curso de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília bem como os da Universidade Federal de Goiás pela solicitude evidenciada durante os cursos ministrados.

Agradecimentos especiais ao orientador Prof. André Pacheco de Assis pela atenção dispensada em todos os momentos decisivos.

Reconhecimentos também ao Prof. Rodrigo Peluci de Figueiredo da Universidade Federal de Ouro Preto pelas sugestões e participação constante neste estudo.

Agradecimentos dirigidos também ao Eng. Sérgio Veiga Fleury pela valiosa continuidade dada às pesquisas durante o afastamento do autor do laboratório de Mecânica das Rochas.

Aos técnicos, Marco Aurélio, Vander, Fernando, Reginaldo, Renato, André, Fernanda e ao estagiário José Profírio da equipe do laboratório de Mecânica das Rochas, a gratidão pela dedicação às atividades desenvolvidas.

Menção especial aos técnicos Nilvane Teixeira Porfírio e José Donizete Piovezani cuja dedicação e talento tornaram este desenvolvimento possível.

À colega Geóloga Heloísa Helena A. B. da Silva, pelas longas horas passadas ao microscópio durante as análises petrográficas aqui apresentadas.

Ao colega Eng^o Flávio Mamede P. Gomes pelo entusiasmo e dedicação sempre demonstrados durante as simulações numéricas.

Ao amigo Eng^o Elysio R. F. Ruggeri pelas longas discussões sobre o tema e pelos experimentos e desenvolvimentos correlatos realizados e em realização, aqui lembrados como contribuição extremamente valiosa.

Por último, uma merecida homenagem ao Prof. Fernando Olavo Franciss, introdutor de diversas técnicas em Mecânica das Rochas em nosso País e encorajador constante durante o transcorrer deste estudo.

MEDIÇÃO DE TENSÕES *IN SITU* EM MACIÇOS ROCHOSOS E ESTRUTURAS DE CONCRETO

RESUMO

A determinação de tensões *in situ* em maciços rochosos tem assumido importância crescente quando se trata de projetar a ocupação do espaço subterrâneo uma vez que as manifestações dessas tensões influenciam não apenas a disposição espacial e a geometria das estruturas subterrâneas, mas também os processos executivos nelas aplicados. Por outro lado, tensões não previsíveis, que desencadeiam patologias têm sido detectadas em diversas estruturas de concreto, impondo-se também sua determinação de forma a subsidiar as providências de recuperação. As técnicas de medição de tensões *in situ* têm evoluído durante anos, tendo se iniciado com os métodos de alívio de tensões por exposição de superfícies nos anos 1930 e 1940, prosseguindo com as almofadas planas de 1950, os métodos de alívio de tensões em furos dos anos 1950 e 1960 e aplicações à engenharia do método do fraturamento hidráulico nos anos 1970. Métodos e dispositivos têm sido desenvolvidos em diversos países para a medição das tensões *in situ*. Nesse contexto esta tese trata do desenvolvimento de dois dispositivos para essa finalidade. O primeiro deles uma célula triaxial para a determinação das tensões *in situ* pelo método da sobrefuração (*overcoring*) e o segundo, um pressiômetro que determina essas tensões pelo método da reposição dos deslocamentos. A ênfase sobre os métodos mencionados deve-se à possibilidade de emprego dual dos mesmos, tanto em maciços rochosos quanto em estruturas de concreto. O estudo tem início com uma revisão sobre as origens das tensões na crosta terrestre e nas estruturas de concreto, analisando os fatores que influenciam na distribuição dessas tensões, avaliando diversos métodos e dispositivos dedicados à sua determinação com ênfase em dois métodos, o da sobrefuração (*overcoring*) e o da reposição dos deslocamentos/deformações. São discutidas ainda a acurácia dessas determinações, as incertezas que as cercam e ao final, é apresentada uma sequência de questões voltadas à definição de necessidades, escolha do método e garantia da sua qualidade. O desenvolvimento propriamente dito se inicia pela modelagem que definiu as características geométricas da célula triaxial, descreve a seleção dos seus sensores, detalha a sua fabricação e o projeto e desenvolvimento de dispositivos acessórios. São apresentados também os ensaios em laboratório e os testes *in situ* comparativos com células já consagradas no âmbito internacional. Com relação ao pressiômetro, são relatados os testes *in situ* iniciais que nortearam sua concepção e apresentado o projeto e o desenvolvimento final do

dispositivo. Na sequência, são apresentadas as modelagens, física e numérica, cujo objetivo seria indicar a disposição ideal dos elementos de indicação e controle das deformações. Por fim descreve-se o emprego do pressiómetro em um furo circular na face de um bloco de argamassa submetido a um estado plano de tensões. As conclusões extraídas das análises dos experimentos e os resultados obtidos originaram sugestões para o prosseguimento dos estudos, tendo como foco o aprimoramento dos testes, dos dispositivos e métodos, bem como o conhecimento das incertezas relacionadas aos mesmos.

***IN SITU* STRESS MEASUREMENTS IN ROCK MASSES AND CONCRETE STRUCTURES**

ABSTRACT

Determining *in situ* stress at rock masses has grown importance when projecting underground occupation, because these stress influence not only the special disposition and the geometry of underground structures, but also the executive processes applied to them. On the other hand, non-predictable stress that leads to ground pathologies has been detected in many concrete structures, whose determination is absolutely necessary in order to further rehabilitation. Techniques to measure *in situ* stress have improved during the past years, initiating with stress relief methods through surfaces exposition in the 30's and 40's, followed by small flat jack method in the 50's, tension relief in holes in the 50's and 60's, and hydraulic fracturing method applied to engineering in the 70's. Method and devices have been developed in several countries to measure *in situ* stress. In this context, this thesis aims to develop two new devices to measure *in situ* stress. The first one is a triaxial cell to determine *in situ* stress through overcoring method. The second is a pressuremeter that determines these stress on basis of displacement reposition method. The emphasis on above techniques is due to their dual usages, either at rock masses or concrete structures. This study starts with a review on the origin of the tensions at earth surface and concrete structure, analyzing the factors which influence the distribution of these tensions and then, evaluating several methods and displays, focusing two of them: overcoring and displacements/strains reposition. Furthermore, the debate goes through accuracy of these determinations, the uncertainty around them and, finally, it is presented a sequence of questions related to needs definition, methods choice and quality assurance. The development itself starts by the modeling that has defined the geometrical characteristics of triaxial cell. Then, describes the sensors selection process, manufacturing and devices development project. Moreover, the study presents lab essays and *in situ* comparative trials with cells established in international scope. Regarding pressuremeter, the thesis describes initial *in situ* trials that guided its conception and presents the device project and final development. After that, this paper presents physical and numerical modeling, which aims to indicate the ideal disposition of the strains control elements. At last, it describes pressuremeter usage in circular orifice at mortar block surface, submitted to a biaxial stress state. The conclusions extracted from experimental analysis and

the main findings led to new suggestions for continuing the study, focusing the trials, devices and methods improvement, as well as the knowledge of uncertainties related to them.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS DA PESQUISA	1
1.2. ESCOPO	2
CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 - ORIGEM DAS TENSÕES NA CROSTA TERRESTRE	5
2.2 - ESTADO DE TENSÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS.....	15
2.2.1. - RELAÇÃO ENTRE AS TENSÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS COM A PROFUNDIDADE	16
2.2.3 - FATORES CONDICIONANTES DA REDISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES	23
2.3 - TENSÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO	34
2.4 - MÉTODOS DE MEDIÇÕES DE TENSÕES <i>IN SITU</i>.....	40
2.4.1 - MÉTODOS HIDRÁULICOS	43
2.4.1.1 – MÉTODO DO FRATURAMENTO HIDRÁULICO.....	43
2.4.1.2 - FRATURAMENTO DILATOMÉTRICO.....	46
2.4.1.3 - ENSAIOS DE PRESSURIZAÇÃO EM FRATURAS PRÉ-EXISTENTES (HTPF).....	47
2.4.2 - MÉTODOS DE ALÍVIO DE TENSÕES.....	48
2.4.2.1 - ALÍVIO DE TENSÕES EM SUPERFÍCIES	50
2.4.2.2 - MÉTODOS DE ALÍVIO DE TENSÕES EM FUROS DE SONDAGENS	50
2.4.3 - MÉTODO DO CANCELAMENTO DAS DEFORMAÇÕES/ DESLOCAMENTOS	69
2.4.3.1 - MÉTODO DAS ALMOFADAS.....	69
2.4.4 - MÉTODO DA RECUPERAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES.....	75
2.4.5 - MÉTODO DAS ANÁLISES DE INSTABILIDADES EM PAREDES DE FUROS	76
2.4.6 - OUTROS MÉTODOS	77
2.4.6.1 - ANÁLISE DE ESTRIAS DE FALHA.....	77
2.4.6.2 - ANÁLISE DE MECANISMOS FOCAIS	78
2.4.6.3 - MÉTODOS INDIRETOS.....	78
2.4.6.4 - INCLUSÕES EM MATERIAIS COM COMPORTAMENTO DEPENDENTE DO TEMPO	79

2.4.6.5 - MEDIÇÕES DE TENSÕES RESIDUAIS	80
2.5 - VOLUME ENVOLVIDO NAS MEDIÇÕES	80
2.6 - ACURÁCIA E INCERTEZAS NAS MEDIÇÕES DE TENSÕES IN SITU	81
2.6.1 - INCERTEZAS NATURAIS, INTRÍNSECAS E INERENTES	82
2.6.2 - INCERTEZAS RELACIONADAS COM AS MEDIÇÕES	83
2.6.3 - INCERTEZAS RELACIONADAS COM A ANÁLISE DOS DADOS	85
2.8.4 - ENTENDENDO E REDUZINDO AS INCERTEZAS	88
2.8.5 - INCERTEZAS ESPERADAS.....	90
2.9 - QUALIDADE DAS MEDIÇÕES DE TENSÕES <i>IN SITU</i>	91
CAPÍTULO 3. METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO	97
3.1. DESENVOLVIMENTO DA CÉLULA TRIAXIAL.....	97
3.1.1. DESENVOLVIMENTO DO MOLDE PARA A FABRICAÇÃO DO TUBO DA CÉLULA.	118
3.1.2. FABRICAÇÃO DA CÉLULA E TESTES INICIAIS.	120
3.1.3. PROJETO E FABRICAÇÃO DE CÂMARA BIAXIAL PARA DETERMINAÇÃO DE CONSTANTES ELÁSTICAS.....	129
3.1.4. ESPECIFICAÇÃO DE UM MÓDULO DE AQUISIÇÃO DE DADOS, MAD. ..	132
3.1.5. ESPECIFICAÇÃO DE PEÇAS DE PERFURAÇÃO ESPECIAIS, PORÉM COM DIÂMETROS CONVENCIONAIS.....	134
3.1.6. REALIZAÇÃO DE TESTES COMPARATIVOS <i>IN SITU</i> ENVOLVENDO A CÉLULA DE REFERÊNCIA E A NOVA CÉLULA.	138
3.1.7. DESENVOLVIMENTO E FABRICAÇÃO DE UM SEGUNDO MODELO DE CÉLULA COM MENOR RIGIDEZ PRÓPRIA.....	138
3.1.8. ESPECIFICAÇÃO DE UM SEGUNDO MODELO DE MÓDULO DE AQUISIÇÃO DE DADOS, MAD.....	139
3.1.9. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS DE BLOCOS SIMULANDO MEIOS ISOTRÓPICOS, TRANSVERSALMENTE ISOTRÓPICOS E ORTOTRÓPICOS.	142
3.1.11. DESENVOLVIMENTO DE UM ROTEIRO PARA GERAÇÃO DE <i>SOFTWARE</i> DE CÁLCULO DO TENSOR DAS TENSÕES PARA MEIOS ISOTRÓPICOS.....	148

3.1.12 - TESTES EM LABORATÓRIO PARA DETERMINAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES APARENTES INDUZIDAS PELO ACRÉSCIMO DE TEMPERATURA.....	161
3.1.13. TESTES EM LABORATÓRIO PARA A VERIFICAÇÃO DO ACRÉSCIMO DE TEMPERATURA GERADO PELO PROCESSO DE PERFURAÇÃO.....	162
3.1.14. TESTES PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO ESCALA.....	165
3.1.15. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS COM BLOCOS CÚBICOS SUBMETIDOS A ENSAIOS TRIAXIAIS.....	168
3.2. DESENVOLVIMENTO DO PRESSIÔMETRO	177
3.2.1. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO E ESPECIFICAÇÃO DO DISPOSITIVO E ACESSÓRIOS.	180
3.2.2. MODELO FOTOELÁSTICO PARA A VISUALIZAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES APLICADAS PELO PRESSIÔMETRO.....	182
3.2.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE UM FURO CIRCULAR EM PLACA SOB CARREGAMENTO BIAXIAL.	185
3.2.4 ENSAIOS PRELIMINARES EM BLOCOS DE ARGAMASSA.....	191
3.2.5 SEGUNDA ETAPA DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	192
3.2.6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM FURO CIRCULAR EM BLOCO CÚBICO SOB CARREGAMENTO BIAXIAL.	196
3.2.7 TESTES COM DISTRIBUIÇÃO ASSIMÉTRICA DOS EXTENSÔMETROS ..	200
3.2.8 CONTROLE ATRAVÉS DE DESLOCAMENTOS.....	201
CAPÍTULO 4 - RESULTADOS	204
4.1. ENSAIOS <i>IN SITU</i> COM A CÉLULA TRIAXIAL	204
4.2 ENSAIOS EM BLOCOS CONTENDO A CÉLULA TRIAXIAL.....	209
4.2.1 ENSAIOS PARA A OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS.....	209
4.2.2. ENSAIOS EM CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS.....	246
4.2.3 DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO PLACA DE AÇO-ARGAMASSA	249
4.2.4 ENSAIOS EM BLOCOS CONTENDO CÉLULAS TRIAXIAIS	252
4.2.5 ENSAIOS DE SOBREFURAÇÃO	254
4.2.6 ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO DA TEMPERATURA	258
4.2.7. ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO ESCALA	262

4.2.8 RESULTADOS DA SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O BLOCO ISOTRÓPICO	271
4.2.9 RESULTADOS DA MODELAGEM NUMÉRICA	272
4.3 ENSAIOS EM BLOCOS COM O PRESSIÔMETRO	279
4.3.1 ENSAIOS PRELIMINARES3	279
4.3.2 ENSAIO FINAL	279
CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES	281
5.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	281
5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A CÉLULA TRIAXIAL	281
5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A OBTENÇÃO POR VIAS EXPERIMENTAIS DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS	282
5.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO SOBRE O BLOCO ISTRÓPICO	283
5.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O PRESSIÔMETRO	287
5.6 SUGESTÕES PARA NOVOS ESTUDOS	288
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	290

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mapa Mundial de Tensões (Reinecker et al. 2005).....	8
Figura 2.2 – Variação da tensão vertical com a profundidade	17
Figura 2.3 – Variação de k – relação entre a tensão horizontal média e a tensão vertical com a profundidade	19
Figura 2.4 – Variação de k em função da profundidade e do módulo de deformabilidade	21
Figura 2.5 – Tensões atuantes sobre o suporte em concreto projetado em túneis escavados em NATM.....	39
Figura 2.6 – Gráfico esquemático mostrando os ciclos de pressurização/despressurização versus tempo e os parâmetros obtidos.....	44
Figura 2.7 - Etapas do processo de sobrefuração.....	52
Figura 2.8 – Visualização do processo de sobrefuração.	52
Figura 2.9 - Fotos do “Borehole Deformation Gage”	54
Figura 2.10 – Célula triaxial CSIR com visualização de seu interior na foto à direita....	57
Figura 2.11 – Modelo de célula triaxial do LNEC.....	61
Figura 2.12 - Modelo de célula triaxial do LNEC	62
Figura 2.13 – Arranjo esquemático de célula triaxial.....	62
Figura 2.14 - Esquema de câmara biaxial para a obtenção das propriedades elásticas..	63
Figura 2.15 – Seqüência mostrando as etapas do método das almofadas.....	73
Figura 2.16 – Dimensões da mini-almofada.....	74
Figura 2.17 - Variação do módulo de Young ao longo de um furo em rocha granítica..	83
Figura 2.18 – Efeito da variação do coeficiente de Poisson	87
Figura 3.1 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 2:1 e tensões principais $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa aplicadas segundo as direções do sistema de eixos apresentado.....	99
Figura 3.2 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 2:1 e tensões principais $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa aplicadas segundo outra direção.	99
Figura 3.3 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	100
Figura 3.4 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	100

Figura 3.5 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	101
Figura 3.6 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	101
Figura 3.7 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	102
Figura 3.8 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1=\sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa.....	102
Figura 3.9 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1= 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	103
Figura 3.10 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1=10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	103
Figura 3.11 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1=10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	104
Figura 3.12 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	104
Figura 3.13 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	105
Figura 3.14 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	105
Figura 3.15 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1=\sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa.....	106
Figura 3.16 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1=10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	106
Figura 3.17 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1=10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	107
Figura 3.18 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	107
Figura 3.19 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1=10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	108
Figura 3.20 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1=\sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa.....	108
Figura 3.21 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1=10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	109

Figura 3.22 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	109
Figura 3.23 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	110
Figura 3.24 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	110
Figura 3.25 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1=\sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa.	111
Figura 3.26 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1=10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.....	111
Figura 3.27 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	112
Figura 3.28 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	112
Figura 3.29 – Modelagem com relação comprimento:diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1=10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.....	113
Figura 3.30 – Modelagem da singularidade correspondente à redução do furo com diâmetro HX (sobrefuração) para o furo com diâmetro EX, com tensões $\sigma_1= 5$, $\sigma_2 = 3$ e $\sigma_3 = 1$ MPa.	113
Figura 3.31 – Extensômetro elétrico de resistência, unidirecional, utilizado como compensador térmico.....	115
Figura 3.32 - Extensômetro com quatro grades ativas superpostas.....	115
Figura 3.33 - Extensômetro elétrico de resistência, unidirecional, utilizado como compensador térmico.....	116
Figura 3.34 - Extensômetro com três grades ativas superpostas, com centro comum e dispostas a 45°	117
Figura 3.35 – Sensor de temperatura com resistência de platina.....	118
Figura 3.36 – Molde para a preparação do tubo da célula triaxial.....	119
Figura 3.37 – Molde montado, contendo resina epóxi em seu interior.....	119
Figura 3.38 - Visão esquemática da distribuição das rosetas na célula triaxial.....	123
Figura 3.39 – Números dos extensômetros na roseta correspondente à posição $\theta = 0^\circ$ na circunferência da célula. Roseta com giro nulo.....	124
Figura 3.40 – Números dos extensômetros na roseta correspondente à posição $\theta = 120^\circ$ na circunferência da célula. Roseta com giro de 15° no sentido anti-horário.....	125

Figura 3.41 – Números dos extensômetros na roseta correspondente à posição $\theta = 240^\circ$ na circunferência da célula. Roseta com giro de 30° no sentido anti-horário.....	126
Figura 3.42 – À esquerda célula com as extremidades acopladas com destaque para o sensor de temperatura (seta). À direita, tubo com uma das rosetas extensométricas coladas.	127
Figura 3.43 – Vista lateral mostrando o esquema de ligação dos extensômetros elétricos e do compensador de temperatura (dummy gage).....	128
Figura 3.44 – Diagrama das ligações com os números dos extensômetros associados aos respectivos pinos no conector.	128
Figura 3.45 – Câmara biaxial com testemunho contendo a célula triaxial em seu interior sendo preparada para os testes.	130
Figura 3.46 – Câmara biaxial com testemunho contendo a célula triaxial em seu interior em posição de teste.	131
Figura 3.47 – Resultado de ensaio biaxial conduzido sobre corpo-de-prova de granito Serra da Mesa contendo célula triaxial de referência.....	132
Figura 3.48 – Circuito eletrônico do Módulo de Aquisição de Dados, MAD modelo 1 e célula triaxial na parte inferior.	133
Figura 3.49 – Módulo de Aquisição de Dados, MAD, modelo 1 acoplado à célula triaxial.	133
Figura 3.50 – Perfil curvo de coroa convencional, diâmetro HW.....	135
Figura 3.51 – Perfil de coroa escalonada, diâmetro HW.....	136
Figura 3.52 – À esquerda, coroa diamantada diâmetro HW, convencional. À direita, coroa escalonada diâmetro HW	137
Figura 3.53 – Coroas destruidoras diâmetro EW, com face plana à esquerda e tronco-cônica à direita.....	137
Figura 3.54 – Gráficos comparativos do alívio das deformações conforme captadas pela célula de referência à esquerda e pela célula em desenvolvimento à direita, em maciço isotrópico.	138
Figura 3.55 – Diagrama de blocos do Módulo de Aquisição de Dados, MAD.....	140
Figura 3.56 – Esquema de ligações dos extensômetros elétricos e termômetro de resistência.	141
Figura 3.57 – Segundo modelo do Módulo de Aquisição de Dados, MAD, com a bússola eletrônica à direita.....	141
Figura 3.58 – Sistema de referência associado aos blocos de argamassa.....	143

Figura 3.59 – Moldagem de um bloco ortotrópico	143
Figura 3.60 – Moldagem de quatro blocos ortotrópicos com dimensões de (25 x 25 x 25) cm.....	144
Figura 3.61 – À esquerda o conjunto de três blocos destinados aos ensaios de compressão uniaxial, notando-se nas laterais os extensômetros para a medição das deformações transversais. À direita ensaio em execução.....	145
Figura 3.62 – Determinação do módulo de cisalhamento ou módulo transversal por meio de ensaios de cisalhamento direto em máquina servocontrolada.	146
Figura 3.63 – Determinação do coeficiente de atrito entre a placa de aço e a argamassa dos blocos.	146
Figura 3.64 – À esquerda, montagem do ensaio triaxial cíclico, com indicações das direções de aplicação das três tensões. À direita execução da sobrefuração.	147
Figura 3.65 – Célula triaxial com o sistema de eixos de referência adotado.	148
Figura 3.66 – Célula triaxial na posição vertical, tal como é colada no interior do furo.	149
Figura 3.67 - Sistema de eixos acoplado à célula triaxial.	150
Figura 3.68 – Definição dos azimutes no plano Oxy.	151
Figura 3.69 – Vista esquemática de uma roseta girada de um ângulo δ em relação ao eixo vertical z.	152
Figura 3.70 – Tela inicial do CaTMiso.....	160
Figura 3.71 – Temperaturas medidas no interior da estufa.....	161
Figura 3.72 – Temperaturas medidas no interior da estufa.....	162
Figura 3.73 – Sobrefuração executada com coroa convencional HW.	163
Figura 3.74 – Sobrefuração executada com coroa convencional HW.	163
Figura 3.75 – Sobrefuração executada com coroa escalonada HW.....	164
Figura 3.76 – Sobrefuração executada com coroa escalonada HW.....	164
Figura 3.77 – Na foto à esquerda e da esquerda para a direita, observa-se o granito Serra da Mesa, granito azul microfissurado.....	165
Figura 3.78 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados.....	166
Figura 3.79 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados.....	166
Figura 3.80 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados.....	167
Figura 3.81 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados.....	167
Figura 3.82 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados.....	168

Figura 3.83. - Geometria do bloco com furo de seção circular adotado na simulação numérica.....	169
Figura 3.84 – Campo de deslocamentos indicando a restrição imposta à face AA’DD’, impedida de se deslocar segundo a direção x	171
Figura 3.85 – Campo de deslocamentos indicando a restrição imposta à face ABCD, impedida de se deslocar segundo a direção y	172
Figura 3.86 – Campo de deslocamentos indicando a restrição imposta à face CC’D’D, impedida de se deslocar segundo a direção z	173
Figura 3.87 – Campo de tensões segundo a direção x	174
Figura 3.88 – Campo de deformações segundo a direção x	174
Figura 3.89 – Campo de tensões segundo a direção y	175
Figura 3.90 – Campo de deformações segundo a direção y	175
Figura 3.91 – Campo de tensões segundo a direção z	176
Figura 3.92 – Campo de deformações segundo a direção z	176
Figura 3.93 – Rasgo aberto em superfície rochosa para teste de reposição das deformações controlado por elementos de controle superficiais do tipo extensômetros elétricos de resistência.....	177
Figura 3.94 – Esquema de rasgo para almofada de pequena área com extensômetros elétricos de resistência, numerados de 1 a 6, utilizados como elementos de controle superficial das deformações.....	178
Figura 3.95 – Deformações medidas pelos extensômetros à medida que o rasgo era aprofundado. O extensômetro 1 foi danificado e não pode ter seu comportamento avaliado.	178
Figura 3.96 – Reposição das deformações com a pressurização da almofada.....	179
Figura 3.97 – Extensômetros elétricos colados em torno do perímetro de um furo a ser aberto.....	179
Figura 3.98 – Furo de subfuração executado (undercoring).....	179
Figura 3.99 – Deformações medidas com o aprofundamento do furo. Notar a estabilização das deformações a partir de uma profundidade de 25 mm.	180
Figura 3.100 – Vistas explodidas do pressiômetro. À direita vista da parte superior com os oito orifícios de alimentação hidráulica. À esquerda vista da parte inferior. Em ambas as vistas podem ser observadas as oito sapatas e os êmbolos que as acionam (Patente FURNAS BRPI0604003).....	181

Figura 3.101 – À direita vista da parte superior com os oito orifícios de alimentação hidráulica. À esquerda vista da parte inferior. Em ambas as vistas podem ser observadas as oito sapatas (Patente FURNAS BRPI0604003).....	181
Figura 3.102 – Arranjo geral do teste fotoelástico com a placa solicitada horizontal e verticalmente, iluminada por luz polarizada.....	183
Figura 3.103 – Placa sob solicitação biaxial.....	183
Figura 3.104 – Placa sob a mesma solicitação biaxial.....	184
Figura 3.105 – Placa sob a mesma solicitação biaxial.....	184
Figura 3.106 – Placa sob a mesma solicitação biaxial.....	185
Figura 3.107 - Malha e condições iniciais.....	186
Figura 3.108 – Deslocamentos segundo a direção do eixo x (horizontal) antes da abertura do furo.	186
Figura 3.109 - Deslocamentos segundo a direção do eixo z (vertical) antes da abertura do furo.....	187
Figura 3.110 – Tensões segundo a direção do eixo x (horizontal) antes da abertura do furo.....	187
Figura 3.111 – Tensões segundo a direção do eixo z (vertical) antes da abertura do furo.	188
Figura 3.112 - Malha e condições iniciais após a abertura do furo.	188
Figura 3.113 – Deslocamentos segundo a direção do eixo x (horizontal) após a abertura do furo.	189
Figura 3.114 - Deslocamentos segundo a direção do eixo z (vertical) após a abertura do furo.....	189
Figura 3.115 – Tensões segundo a direção do eixo x (horizontal) após a abertura do furo.	190
Figura 3.116 – Tensões segundo a direção do eixo z (vertical) após a abertura do furo.	190
Figura 3.117 – À esquerda bloco instrumentado com extensômetros elétricos dispostos simetricamente tanto no arranjo radial à esquerda, quanto no arranjo tangencial á direita.....	191
Figura 3.118 - Geometria do problema, condições de contorno e condições iniciais.	192
Figura 3.119 - Distribuição das tensões σ_{xx} (horizontal).....	193
Figura 3.120 - Distribuição das tensões σ_{zz} (vertical).....	193
Figura 3.121 - Distribuição das tensões cisalhantes σ_{xz}	194

Figura 3.122 - Distribuição dos deslocamentos segundo a direção x	194
Figura 3.123 - Distribuição dos deslocamentos segundo a direção z	195
Figura 3.124 – Vetores deslocamento.	195
Figura 3.125 - Geometria do problema, condições de contorno e condições iniciais.	196
Figura 3.126 - Distribuição das tensões σ_{xx} (horizontais).	197
Figura 3.127 - Distribuição das tensões σ_{zz} (verticais).	197
Figura 3.128 - Distribuição das tensões cisalhantes σ_{xz}	198
Figura 3.129 - Distribuição dos deslocamentos segundo a direção x	198
Figura 3.130 - Distribuição dos deslocamentos segundo a direção z	199
Figura 3.131 - Vetores deslocamento.....	199
Figura 3.132 – Disposição assimétrica dos extensômetros elétricos em torno do furo já demarcado.....	200
Figura 3.133 – Disposição dos LVDT's em torno do furo circular já demarcado.	201
Figura 3.134 – Outra vista da disposição dos LVDT's solidarizados aos seus suportes.	202
Figura 3.135 – Sistema de referência isolado no qual são apoiados os cursores dos LVDT's.....	202
Figura 3.136 – Outra vista do sistema de referência com o tubo guia para o sistema de perfuração.....	203
Figura 4.1 – Deformações registradas pela célula triaxial de referência (LNEC).	205
Figura 4.2 – Deformações registradas pela célula triaxial de referência (LNEC).	205
Figura 4.3 – Deformações registradas pela célula triaxial de referência (LNEC).	206
Figura 4.4 – Deformações registradas pela primeira versão da célula triaxial.....	206
Figura 4.5 – Deformações registradas pela primeira versão da célula triaxial colada próxima a uma fratura.	207
Figura 4.6 – Deformações registradas pela primeira versão da célula triaxial.....	207
Figura 4.7 – Deformações registradas pela segunda versão da célula triaxial.	208
Figura 4.8 – Deformações registradas pela segunda versão da célula triaxial.	208
Figura 4.9 - Bloco Isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo x para a obtenção do módulo de elasticidade.	210
Figura 4.10 - Bloco isotrópico carregamento segundo a direção x (vertical) para a obtenção do coeficiente de Poisson.	211
Figura 4.11 - Bloco Isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo y para a obtenção do módulo de elasticidade.	212

Figura 4.12 - Bloco isotrópico carregamento segundo a direção y (vertical) para a obtenção do coeficiente de Poisson.	213
Figura 4.13 - Bloco Isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo z para a obtenção do módulo de elasticidade.	214
Figura 4.14 - Bloco isotrópico carregamento segundo a direção z (vertical) para a obtenção do coeficiente de Poisson.	215
Figura 4.15 - Bloco transversalmente isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo x para a obtenção do módulo de elasticidade.	216
Figura 4.16 - Bloco transversalmente isotrópico com carregamento aplicado segundo a direção x para a obtenção do coeficiente de Poisson.....	217
Figura 4.17 - Bloco transversalmente isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo y para a obtenção do módulo de elasticidade.	218
Figura 4.18 - Bloco transversalmente isotrópico com carregamento aplicado segundo a direção y para a obtenção do coeficiente de Poisson.....	219
Figura 4.19 - Bloco transversalmente isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo z para a obtenção do módulo de elasticidade.	220
Figura 4.20 - Bloco transversalmente isotrópico com carregamento aplicado.....	221
Figura 4.21 - Bloco ortotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo x para a obtenção do módulo de elasticidade.	222
Figura 4.22 - Bloco ortotrópico com carregamento aplicado segundo a direção x para a obtenção do coeficiente de Poisson.	223
Figura 4.23 - Bloco ortotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo y para a obtenção do módulo de elasticidade.	224
Figura 4.24 - Bloco ortotrópico com carregamento aplicado segundo a direção y para a obtenção do coeficiente de Poisson.	225
Figura 4.25 - Bloco ortotrópico com carregamento aplicado segundo a direção z para a obtenção do módulo de elasticidade.	226
Figura 4.26 - Bloco ortotrópico com carregamento aplicado segundo a direção y para a obtenção do coeficiente de Poisson.	227
Figura 4.27 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco isotrópico com a tensão normal aplicada	228
Figura 4.28 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco isotrópico com a tensão normal aplicada	229

Figura 4.29 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco isotrópico com a tensão normal aplicada	230
Figura 4.30 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco transversalmente isotrópico com a tensão normal aplicada	231
Figura 4.31 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco transversalmente isotrópico com a tensão normal aplicada	232
Figura 4.32 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco transversalmente isotrópico com a tensão normal aplicada	233
Figura 4.33 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada	234
Figura 4.34 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada	235
Figura 4.35 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada	236
Figura 4.36 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada	237
Figura 4.37 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada	238
Figura 4.38 – Esquema de um meio transversalmente isotrópico	244
Figura 4.39 – Curvas tensão/deformação dos 14 ensaios realizados com corpos-de-prova cilíndricos.	247
Figura 4.40 – Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão de Cisalhamento.	249
Figura 4.41 – Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão de Cisalhamento.	250
Figura 4.42 – Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão de Cisalhamento.	250
Figura 4.43 - Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão de Cisalhamento.....	251
Figura 4.44 – Envoltória de resistência com indicação do ângulo de atrito da interface bloco/placa de aço.....	251
Figura 4.45 – Ensaio triaxial cíclico em bloco isotrópico contendo célula triaxial.....	253
Figura 4.46 – Ensaio triaxial cíclico em bloco transversalmente isotrópico contendo célula triaxial.....	253
Figura 4.47 – Ensaio triaxial cíclico em bloco ortotrópico contendo célula triaxial.	254
Figura 4.48 – Ensaio de sobrefuração em bloco isotrópico contendo célula triaxial.	255
Figura 4.49 – Ensaio de sobrefuração em bloco transversalmente isotrópico contendo célula triaxial.	255

Figura 4.50 – Ensaio de sobrefuração em bloco ortotrópico contendo célula triaxial...	256
Figura 4.51 – Variações de temperatura registradas pelo termopar instalado na primeira versão da célula triaxial durante a sobrefuração em teste in situ.....	258
Figura 4.52 – Distribuição das temperaturas na câmara climática e na célula triaxial.	260
Figura 4.53 - Distribuição das temperaturas na câmara climática e na célula triaxial.	261
Figura 4.54 – Curvas tensão x deformação para o basalto maciço.....	262
Figura 4.55 – Curvas tensão x deformação para o granito Serra da Mesa.	263
Figura 4.56 – Curvas tensão x deformação para o granito porfirítico.....	264
Figura 4.57 – Curvas tensão x deformação para o granito vermelho.	265
Figura 4.58 – Curvas tensão x deformação para o granito azul microfissurado.	266
Figura 4.59 – Relação entre o módulo de elasticidade e as dimensões do extensômetro/dimensão média do cristal.	270
Figura 4.60 – Envolvórias que possibilitam a realização de testes de sensibilidade.....	270
Figura 4.61 – Deformações segundo a direção x próximas às rosetas de extensômetros.	272
Figura 4.62 – Detalhe da figura anterior.....	273
Figura 4.63 – Deformações segundo a direção y próximas às rosetas de extensômetros.	273
Figura 4.64 – Detalhe da figura anterior.....	274
Figura 4.65 – Deformações segundo a direção z próximas às rosetas de extensômetros.	275
Figura 4.66 – Detalhe da figura anterior.....	275
Figura 4.67 – Deformações no plano xy próximas às rosetas de extensômetros.....	276
Figura 4.68 – Detalhe da figura anterior.....	276
Figura 4.69 – Deformações no plano xz próximas às rosetas de extensômetros.....	277
Figura 4.70 – Detalhe da figura anterior.....	277
Figura 4.71 – Deformações no plano yz próximas às rosetas de extensômetros.....	278
Figura 4.72 – Detalhe da figura anterior.....	278
Figura 4.73 – Tentativa de reposição das variações diametraais mediante aplicação de pressões com as sapatas do pressiômetro.	280

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classes de undações na superfície terrestre	6
Tabela 2.2 – Proposta de terminologia para designar as tensões.....	12
Tabela 2.3 – Métodos de medição de tensões in situ e volumes de rocha envolvidos em cada método	42
Tabela 3.1 – Resultados comparativos entre células.....	139
Tabela 3.2 – Coordenadas geotécnicas dos extensômetros.....	152
Tabela 3.3 – Co-senos diretores dos doze extensômetros	153
Tabela 3.4 – Elongações medidas pelos extensômetros.....	156
Tabela 3.5 – Modelo de tabela para apresentação de autovalores e autovetores calculados.	158
Tabela 4.1 - Obtenção dos parâmetros elásticas – Dados iniciais.....	239
Tabela 4.2 – Dados em processamento.	241
Tabela 4.3 – Dados em processamento.	242
Tabela 4.4 – Dados finais.	242
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial.....	248
Tabela 4.6 – Tratamento estatístico dos dados da Tabela 4.1.....	248
Tabela 4.7 – Deformações medidas em blocos simulando diversos meios.	257
Tabela 4.8 – Temperaturas medidas na câmara climática e na célula triaxial A.	259
Tabela 4.9 – Temperaturas medidas na câmara climática e na célula triaxial B.....	260
Tabela 4.10 – Dimensão média dos cristais obtidas em lâmina petrográfica.	267
Tabela 4.11 – Relação entre o comprimento do extensômetro e a dimensão média dos cristais.....	267
Tabela 4.12 – Módulos de elasticidade e comprimentos dos extensômetros.....	268
Tabela 4.13 – Fator escala.	269
Tabela 4.14 – Tensores das tensões e deformações obtidos com o CaTMiso.	271
Tabela 5.1- Deformações medidas pela célula triaxial e obtidas na modelagem numérica.	287

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

[A] = matriz dos aparelhos.

$[A]^{-1}$ = inversa de [A].

[C] = matriz da célula.

$\cos \alpha_i, \cos \beta_i, \cos \gamma_i$ = co-senos diretores dos unitários \hat{n}_i associados a cada extensômetro $i = 1, 2, \dots, 12$.

D = diâmetro externo do cilindro vazado de rocha no interior da câmara biaxial.

d = diâmetro interno do cilindro vazado de rocha no interior da câmara biaxial.

D = diâmetro médio dos cristais de uma determinada rocha.

$\frac{dF}{dA}$ = valor limite da força média ΔF por unidade de área à medida que a área ΔA tende a zero.

E = módulo de Young ou de elasticidade.

E, E' = módulos de elasticidade para meios transversalmente isotrópicos.

E_1, E_2, E_3 = módulos de elasticidade para meios ortotrópicos.

E_h = módulo de deformabilidade médio da crosta superior medido na direção horizontal.

E_i = elongações medidas no material, cada uma gerada por um extensômetro na direção \hat{n}_i .

$\hat{e}_I, \hat{e}_{II}, \hat{e}_{III}$ = autovetores.

{E} = matriz coluna das elongações E_i medidas.

EW = diâmetro de peças de perfuração correspondente a um furo piloto com $37,71 \pm 0,10$ mm de diâmetro.

FE = fator escala.

$\frac{\Delta F}{\Delta A}$ = força média por unidade de área.

g = aceleração da gravidade.

G, G' = módulos de distorção ou de cisalhamento para meios transversalmente isotrópicos.

G_{12}, G_{23}, G_{31} = módulos de distorção ou de cisalhamento para meios ortotrópicos.

GPa = gigapascal.

HW = diâmetro de peças de perfuração correspondente a um testemunho com $76,20 \pm 0,10$ mm de diâmetro.

i = número do extensômetro, $i = 1, 2, \dots, 12$.

{ $\hat{i}, \hat{j}, \hat{k}$ } = unitários do sistema O-xyz.

k = relação entre σ_h / σ_z .

kPa = quilopascal

L = comprimento útil da grade do extensômetro elétrico.

LVDT = transformador diferencial variável linear

$\lim_{\Delta A \rightarrow 0}$ = limite de ... quando a área ΔA tende a zero.

MAD = Módulo de Aquisição de Dados.

MPa = megapascal.

\hat{n}_i = unitário associado ao eixo do extensômetro $i = 1, 2, \dots, 12$.

$\hat{n}_i \cdot \hat{n}_j$ = produto escalar dos unitários \hat{n}_i, \hat{n}_j .

$(\hat{n}_i \hat{n}_j \hat{n}_k)$ = produto misto dos unitários \hat{n}_i, \hat{n}_j e \hat{n}_k .

$\hat{n}_i \times \hat{n}_j$ = produto vetorial dos unitários \hat{n}_i, \hat{n}_j .

$[N]$ = matriz 12×6 , das díades associadas às direções \hat{n}_i , referidas à base diádica local.

$[N]^T$ = transposta de $[N]$.

O-rθz = sistemas de eixos ortogonais associados a cada roseta de extensômetros.

O-xyz = sistema de três eixos ortogonais acoplado à célula triaxial.

p = pressão aplicada no interior da câmara biaxial.

P_c = pressão de fraturamento (breakdown pressure).

PPM/°C = partes por milhão por grau centígrado.

P_r = pressão de reabertura da fratura (fracture reopening pressure).

P_s = pressão de fechamento da fratura (shut-in pressure).

$\{\hat{r}, \hat{\theta}, \hat{k}\}$ = unitários do sistema de eixos ortogonais O

S_H = maior tensão horizontal.

S_h = menor tensão horizontal.

T = resistência à tração da rocha.

$\text{tr}[\epsilon]$ = traço da matriz ϵ_i .

u = poropressão.

X, Y, Z = sistema de eixos coordenados global.

x, y, z = sistema de eixos coordenados local.

z_i = espessura da camada de rocha.

ϵ_{45} = deformações específicas medidas a 45° com o eixo do cilindro de rocha.

ϵ_{ax} = deformações específicas medidas segundo o eixo do cilindro de rocha.

ε_{cir} = deformações específicas medidas tangencialmente no cilindro de rocha.

ε_{zi} = deformações longitudinais medidas na roseta i no interior da câmara biaxial.

$\varepsilon_{\theta i}$ = deformações tangenciais medidas na roseta i no interior da câmara biaxial.

ε_i = matriz coluna associada ao diádico ε , ou tensor das deformações.

$\theta_A, \theta_B, \theta_C$ = azimutes das rosetas de extensômetros ao redor da célula triaxial.

λ = constantes de Lamé.

$\mu\text{m}/\text{m}$ = unidade adimensional de deformação específica, micrometro por metro.

μ = constante de Lamé.

ν = coeficiente de Poisson.

ν, ν' = coeficientes de Poisson para meios transversalmente isotrópicos.

$\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{21}, \nu_{23}, \nu_{31}, \nu_{32}$ = coeficientes de Poisson para meios ortotrópicos.

ρ_i = massa específica da camada de rocha.

σ = tensão no ponto.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = tensões principais máxima, média e mínima, autovalores.

σ_h = tensão horizontal.

$\sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \sigma_{z0}, \tau_{yz0}, \tau_{xz0}, \tau_{xy0}$ = componentes de um campo de tensões tridimensional.

$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ = tensões segundo as direções x, y e z de um dado referencial de eixos ortogonais.

σ_z = tensão vertical.

$[\sigma_0]$ = matriz das tensões.

$[\sigma_0]^T$ = transposta da matriz das tensões.

$[\sigma_0]_{XYZ}$ = matriz das tensões relacionada à $[\sigma_0]$.

$\sum_{i=1}^n$ = somatório de i igual a 1 até n.

$[\tau_\sigma]$ = matriz de transformação.

ϕ_i = ângulo que faz o eixo do extensômetro com o eixo Oz do sistema de eixos O-r θ z.

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

A determinação de tensões *in situ* em maciços rochosos é prática comum quando se trata de projetar a ocupação do espaço subterrâneo. As manifestações dessas tensões influenciam não apenas a disposição espacial e a geometria das estruturas subterrâneas, mas também os processos executivos nelas aplicados.

Os últimos 30 anos têm assistido grandes avanços no conhecimento e entendimento das tensões *in situ*. Um grande volume de dados sobre o estado de tensões próximas á superfície da crosta terrestre, acima de 3 a 4 km, encontra-se disponível (Amadei & Stephansson, 1997).

Várias teorias têm sido propostas acerca da origem das tensões *in situ* e como a gravidade, tectônica, erosão, restrições laterais, textura das rochas, gelo e degelo, topografia, curvatura da Terra e outros agentes geológicos contribuem para o atual campo de tensões (Amadei & Stephansson , 1997).

As técnicas de medição de tensões têm evoluído durante anos, tendo se iniciado com os métodos de alívio de tensões por exposição de superfícies nos anos 1930 e 1940, prosseguindo com as almofadas planas de 1950, os métodos de alívio de tensões em furos dos anos 1950 e 1960 e aplicações à engenharia do método do fraturamento hidráulico nos anos 1970 (Amadei & Stephansson , 1997).

A grandes profundidades, técnicas altamente especializadas precisam ser empregadas sendo a determinação de tensões mais profunda já realizada a efetuada em 1955 por cientistas da KPT (German Continental Deep Drilling Project) a 9 quilômetros de profundidade, empregando o método do fraturamento hidráulico (Amadei e Stephansson , 1997).

1.1. OBJETIVOS DA PESQUISA

Métodos e dispositivos têm sido desenvolvidos em diversos países para a medição das tensões *in situ*.

Alguns desses métodos podem ser utilizados também na determinação de tensões em estruturas de concreto, principalmente naquelas afetadas por patologias que requerem essas determinações como preparação de providências de recuperação.

Nesse contexto este texto trata do desenvolvimento de dois dispositivos para essa finalidade.

O primeiro deles, uma célula triaxial para a determinação das tensões *in situ* pelo método da sobrefuração (overcoring) acompanhado de outros desenvolvimentos como ferramentais para a fabricação da célula, câmara para testes sob confinamento, módulo de aquisição de dados, programa de computador para cálculo rápido das tensões e metodologia para testes de sensibilidade, testes de sobrefuração em meios isotrópicos, transversalmente isotrópicos e ortotrópicos, suscetibilidade a efeitos térmicos e estudos de sensibilidade ao efeito escala em função da dimensão dos elementos sensíveis às deformações utilizados na célula.

O segundo desenvolvimento trata de um pressiômetro que determina essas tensões pelo método da reposição dos deslocamentos. Aqui, um extenso programa de simulações físicas e numéricas foi realizado juntamente com diversas tentativas de ensaios com controle de deformações e, por fim, pelo controle dos deslocamentos.

1.2. ESCOPO DA TESE

A estrutura do texto aqui apresentado, incluindo os resultados obtidos e sua análise, está sintetizada em seis capítulos como descrito a seguir.

O Capítulo 1, Introdução, aborda sucintamente o histórico sobre as medições das tensões *in situ*, objetivo da pesquisa e a estrutura deste texto.

O Capítulo 2, Revisão Bibliográfica, tece considerações sobre modelos geodinâmicos para explicar as origens das tensões na crosta terrestre e aborda também causas das tensões nas estruturas de concreto. São analisados os fatores que influenciam a distribuição das tensões *in situ*, avaliados diversos métodos e dispositivos dedicados à sua determinação com ênfase em dois métodos, o da sobrefuração (overcoring) e o da reposição dos deslocamentos ou deformações. A ênfase sobre os métodos mencionados deve-se à possibilidade de emprego dual dos mesmos, tanto em maciços rochosos quanto em estruturas de concreto. Ainda nesse

mesmo capítulo são discutidas a acurácia dessas determinações, as incertezas que as cercam e ao final, é apresentada uma sequência de questões voltadas à definição de necessidades, escolha do método e garantia da qualidade das determinações de tensões *in situ*.

O Capítulo 3, Metodologia, se inicia pela modelagem que definiu as características geométricas da célula triaxial, descreve a seleção dos seus sensores, detalha a sua fabricação e o projeto e desenvolvimento de dispositivos acessórios como molde, câmara biaxial, módulo de aquisição de dados (MAD) e o emprego de peças de corte diamantadas com geometrias não usuais, empregadas durante as pesquisas. Descreve também os melhoramentos introduzidos tanto na célula triaxial quanto no módulo de aquisição de dados, ambos já em sua segunda versão. São apresentados também os ensaios em laboratório envolvendo blocos de argamassa e corpos-de-prova para determinação das propriedades elásticas desses blocos, os testes com os blocos submetidos a estados triaxiais de tensão, já contendo as células em seu interior, para avaliação da sensibilidade das mesmas e os testes *in situ* comparativos entre células já consagradas no âmbito internacional e a célula desenvolvida nessa pesquisa. Desenvolveu-se também um roteiro para a elaboração de um programa de computador para a determinação do tensor das tensões em meios isotrópicos a partir dos dados coletados pela célula. Completando a descrição do desenvolvimento da célula triaxial são apresentados estudos envolvendo as dimensões dos cristais das rochas onde essa célula será empregada e a dimensão dos extensômetros da célula, no que se convencionou designar por efeito escala. Com relação ao pressiômetro, são relatados os testes *in situ* iniciais que nortearam o seu desenvolvimento e apresentado o projeto e o desenvolvimento final do dispositivo. Na sequência são apresentadas as modelagens, física e numérica, cujo objetivo seria indicar a disposição ideal dos elementos de indicação e controle das deformações, ou seja, dos extensômetros elétricos. Digno de nota é que as distribuições de extensômetros configuradas a partir dessas modelagens não se mostraram capazes de conduzir os experimentos posteriores a um final exitoso, o que obrigou a adoção de transdutores de deslocamentos em seu lugar. Por fim descreve-se o emprego do pressiômetro em um furo circular na face de um bloco de argamassa submetido a um estado plano de tensões.

No Capítulo 4, Resultados, são apresentados e analisados os resultados dos testes relatados no capítulo anterior.

No Capítulo 5, Conclusões, são reunidas as conclusões extraídas das análises dos experimentos e resultados obtidos segundo a sequência dos eventos. Sugestões para o prosseguimento dos estudos são também apresentadas tendo como foco o aprimoramento dos testes, dos dispositivos e métodos, bem como o conhecimento das incertezas relacionadas aos mesmos.

Por fim, apresenta-se as Referências Bibliográficas desta tese.

CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - ORIGEM DAS TENSÕES NA CROSTA TERRESTRE

O planeta Terra busca por um equilíbrio gravitacional, ou seja, por um mínimo de energia potencial livre no globo em rotação. Essa busca é constantemente perturbada pela liberação de energia interna como o calor gerado por processos radioativos e químico-físicos. Variações de temperatura e pressão e do estado e composição da matéria em profundidade, influenciam sua densidade, tanto de modo reversível como também, irreversível. Essas variações da densidade tornam a matéria muito leve ou, muito pesada, considerando-se o local que ela ocupa num determinado tempo no globo terrestre. A progressiva liberação de energia endógena produz acumulações de energia potencial livre e condições de deformação. Essa energia livre é constantemente dispersada pelos fluxos de matéria, ascendentes ou descendentes, segundo o conceito geofísico de correntes de convecção.

Este conceito difere do conceito físico, pois neste último, os circuitos da matéria se devem a variações da densidade devido a variações térmicas locais num fluido quimicamente homogêneo e em um processo reversível.

No conceito físico de correntes de convecção, essas representam circuitos de matéria que se originam a partir de variações locais de densidade segundo um processo reversível ou, irreversível, devido a variações de temperatura, estado, ou composição. A matéria envolvida pode estar tanto no estado líquido quanto no cristalino, e sua composição química pode variar amplamente, em diferentes partes do circuito.

Em muitos casos, os deslocamentos de massas no manto (50/80 a 2.800 km) e na crosta terrestre (0 a 50/80 km) são processos irreversíveis e estão ligados com a reação em cadeia que constitui a evolução da Terra.

Na superfície do planeta, esses deslocamentos internos de massa refletem-se na forma de movimentos diferenciais verticais, propiciando a formação de altos e baixos que são denominados undações (undations) (Van Bammelen, 1972).

Tomando-se como base as diferenças de extensão dessas undações, devidas aos níveis nos quais os circuitos de matéria têm lugar em profundidade, elas podem ser agrupadas em cinco classes segundo a Tab. 2.1.

Tabela 2.1 – Classes de undações na superfície terrestre (Van Bemmelen, 1972, adaptada por Armelin, 2006).

Classe	Nome da undação	Magnitude		Profundidade da massa causadora
		diâmetro	Altura	
I	Mega-undação	máx. 10.000 km	0,05 km	manto inferior (±900-2.900 km)
II	Geo-undação	1.000 km	5 km	astenosfera (±100-±200 km)
III	Meso-undação	100 km	10 km	parte inferior da tectonosfera (batiderme) (±5-±75 km)
IV	Undação menor	10 km	alguns km	plutonismo e dobramento da parte mediana da tectonosfera (mesoderme) (±5-±45 km)
V	Undação local	min. 1 km	0,5 km	diapirismo e dobramento da parte superior da tectonosfera (epiderme)

As undações criam campos de energia potencial livre, um superávit nas elevações e um déficit nas depressões. Essa energia livre pode ser arrebatada por três processos principais: atividade vulcânica, espalhamento de matéria de forma dispersa pela erosão e sedimentação e espalhamento de matéria segundo um estado não disperso por processos geodinâmicos denominados tectônica gravitacional ou tectogênese.

O espalhamento de matéria pela atividade vulcânica foi mais importante durante a primeira das principais fases da evolução da Terra, quando a produção de calor pela radioatividade era máxima e a superfície anídrica era deformada por extrusões e explosões vulcânicas. Essa fase caracterizou-se pelo surgimento de uma esfera externa, com cerca de 65 km de espessura, proveniente de material satelítico e, pela formação da hidrosfera. Esta fase teve início a $4,9 \times 10^9$ anos e findou a cerca de $3,75 \times 10^9$ anos.

Durante a segunda fase da evolução, quando a hidrosfera já havia se formado, a erosão e a sedimentação se constituíram nas formas principais de aplainamento do relevo, embora a atividade vulcânica e o espalhamento de matéria por processos geodinâmicos também se fizessem presentes. Essa fase foi marcada pela transformação da esfera externa originada na fase anterior, através do metamorfismo e fusão de sedimentos com rochas graníticas que eram

então submetidas a erosões de renovação. Esses ciclos de metamorfismo e palingênese foram acompanhados por fenômenos geodinâmicos com dobramentos de sedimentos e diapirismo de magmas graníticos (Wegmann, 1930 citado por Van Bammelen, 1972). . Esta fase iniciou-se a $3,75 \times 10^9$ anos, completando-se a cerca de $0,75 \times 10^9$ anos.

Na última das fases principais da evolução da Terra, os processos geodinâmicos e tectono-gravitacionais tornaram-se dominantes, embora o vulcanismo e a erosão-sedimentação continuassem a desempenhar seu papel na dissipação da energia potencial livre. Nessa fase destacaram-se a corrosão e incorporação da crosta sílica, formada na primeira fase, pelo magma basáltico originado no manto, numa dinâmica que perdura até os dias atuais.

Essas reações gravitacionais diferem em estilo tectônico e em extensão de acordo com a magnitude das undações. Elas variam de um deslizamento superficial de películas sedimentares não consolidadas até fluxos plásticos que envolvem todo o manto superior e a crosta ou, em outras palavras, os processos geodinâmicos variam de uma escala local até uma escala megatectônica.

De acordo com a Tab. 2.1, as undações podem ser grupadas em cinco classes de acordo com sua extensão horizontal (diâmetro) e sua altura máxima (amplitude), esta última dependendo das propriedades físicas das rochas envolvidas e da velocidade dos movimentos verticais diferenciadas. Assim, os conceitos de epirogênese, entendendo-se como tal, movimentos ascensionais mais lentos e, de orogênese, significando movimentos de soergimento rápido, estão contidos dentro do conceito mais amplo das undações.

Na sua configuração atual a litosfera terrestre apresenta-se compartimentada segundo placas tectônicas que, em sua deriva, interagem entre si gerando esforços e deformações. De um lado são delimitadas por fossas oceânicas onde ocorrem grandes esforços de compressão e movimentações verticais, descendentes na placa que sofre subducção e ascendentes na placa que é soergida. Do outro lado da placa existem grandes zonas de estiramento onde predominam esforços de tração.

O Mapa Mundial de Tensões (Fig. 2.1) possibilita a visualização da distribuição das placas tectônicas e a distribuição das tensões tangenciais e é o resultado de um estudo patrocinado pelo “International Lithospheric Project”, que teve como objetivo a compilação, em escala

mundial, dos dados disponíveis oriundos de medições, de forma a obter um panorama geral das tensões tectônicas contemporâneas (Zoback, 1992).

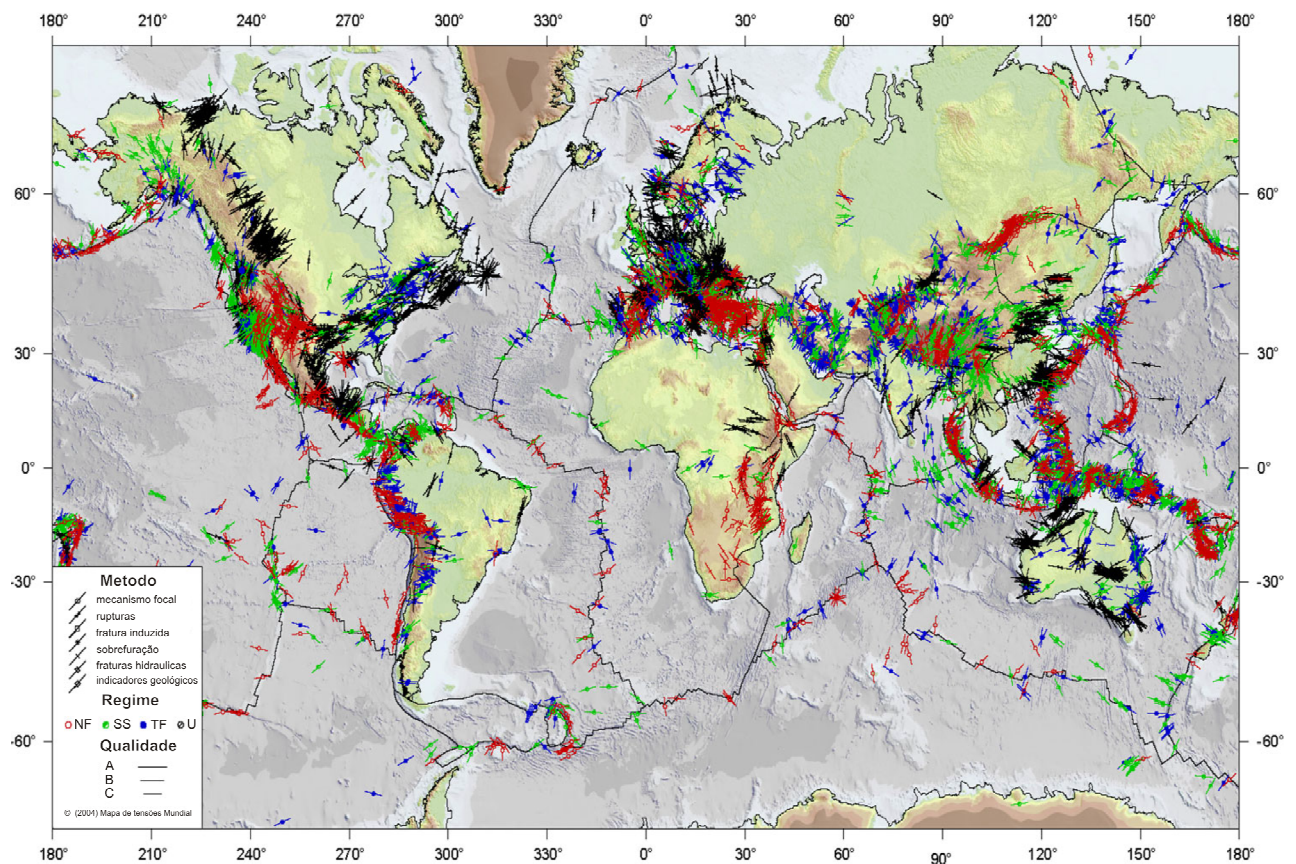


Figura 2.1 - Mapa Mundial de Tensões (Reinecker et al. 2005).

Os dados utilizados na elaboração do Mapa Mundial de Tensões são provenientes, principalmente, do estudo de mecanismos focais de terremotos, alinhamentos vulcânicos, medidas de colapsos em paredes de furos, fraturamento induzido pela perfuração e de dados geológicos recentes como o deslizamento de falhas. Menos de cinco por cento dos dados são provenientes de medição de tensões *in situ* executadas para implantação de obras de engenharia civil e mineração, notadamente técnicas de sobrefuração e fraturamento hidráulico. As direções das tensões, mostradas no mapa, representam a média das direções das tensões horizontais máximas, determinadas nas diversas regiões ao redor da terra, admitindo que a direção vertical seja uma direção principal.

Na definição do Mapa Mundial de Tensões diversas simplificações foram feitas para delinear os domínios de tensões uniformes, o que significa que em trabalhos de engenharia civil e mineração o mapa deve ser usado apenas para fazer as primeiras estimativas da direção das

tensões prováveis de serem encontradas em determinado local. Algumas tentativas de correlacionar essas tensões com as medidas efetuadas localmente, em geral, conduzem a dados discordantes (Hasui et al. 1992). Como os trabalhos de engenharia se desenvolvem a pequenas profundidades quando comparadas com a espessura da litosfera, e como o campo de tensões é afetado pela topografia, anisotropia do meio rochoso e pelas discontinuidades, necessária se faz sua medição para cada local de implantação de obras (Cornet, 1993 e Hoek et al., 1995).

A atração gravitacional, com sua ação centrípeta, também dá origem a um campo de tensões, as tensões gravitacionais, extremamente variáveis com a topografia.

As perturbações que ocorrem no geodo têm origem também em causas exógenas como a órbita lunar, que produz deformações, embora de menor magnitude se comparadas às anteriormente descritas, de cerca de 50 cm no diâmetro terrestre, afetando tanto a parte líquida quanto a parte sólida do planeta, (Friaça, 2003).

O entendimento e utilização do modelo geodinâmico anteriormente apresentado, induzindo grandes deformações numa escala de observação planetária, é tarefa que resvala para o recôndito de alguns campos da Geologia, servindo apenas como uma introdução ao estudo de efeitos que se manifestam também na escala de interesse à Engenharia. Neste ponto, necessária se faz a introdução de alguns conceitos, de forma a definir com a precisão adequada alguns termos que serão empregados no texto.

Corpo geológico é um dado volume de rocha isolado para exame, podendo ser heterogêneo ou, estatisticamente homogêneo (Maranhão, comunicação pessoal, 1979).

O domínio geológico diz respeito às dimensões do volume que interessa à observação (Maranhão, comunicação pessoal, 1979).

Descontinuidade é toda e qualquer feição que interrompa a continuidade física de um corpo geológico a uma dada escala de observação (Maranhão, comunicação pessoal, 1979).

Maciço rochoso é um corpo geológico, com certo grau de ordenamento interno em sua estrutura (ou mesmo nenhum) em um dado domínio, correlacionável a propriedades físicas,

submetido a forças externas e oferecendo reação com forças internas, podendo sofrer diferentes deformações e deslocamentos relativos em seus diferentes domínios e, em consequência, sofrer alterações ou não em sua estrutura interna e modificações nas propriedades físicas a ela correlacionadas (Maranhão, comunicação pessoal, 1979).

O conceito de tensão σ em um ponto da área elementar ΔA de uma seção de um corpo, como adotado neste texto, corresponde ao valor limite da força média ΔF por unidade de área à medida que ΔA tende a zero (Chou & Pagano, 1992), assim:

$$\sigma = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta A} = \frac{dF}{dA} \quad (2.1)$$

A terminologia envolvendo as tensões que atuam nos maciços rochosos é ambígua e, devido a este fato, alguns autores exercitaram algumas tentativas de conferir um real entendimento aos termos utilizados.

Hyett et al. (1986), define tensões residuais como sendo componentes de tensões existentes em um corpo na ausência de cargas aplicadas sobre ele ou de variações de temperatura.

Para Voight (1967) citado por Bock (1979), tensões residuais são componentes de tensões auto-equilibradas, que permanecem em um corpo quando cessa a ação de forças externas que sobre ele atuam.

Kie (1986) apresenta uma abordagem diferente, dividindo as tensões atuantes em um maciço rochoso, em tensões externas e internas. As tensões externas são aquelas originadas por causas externas, como forças tectônicas, gravitacionais, pressão de água e tensões térmicas, entre outras. As tensões externas são aquelas com as quais se lida usualmente nos trabalhos de engenharia, as quais desaparecem, quando as suas causas são removidas. Já as tensões internas persistem quando as causas são removidas, citando como exemplo um testemunho de sondagem, cuja superfície está livre de esforços e, portanto, de tensões, enquanto que internamente podem existir tensões auto-equilibradas (locked in stress). Segundo o autor, estas tensões residuais podem contribuir para violentas explosões de rocha (rockbursts) em uma escavação subterrânea, quando se somam às tensões externas.

Mendes (1968) argumenta que o termo tensões residuais, quando utilizado para designar a diferença entre as tensões realmente instaladas nos maciços e aquelas que, nos mesmos maciços, deveriam corresponder ao peso do terreno superjacente é imprópria uma vez que, considerando-se a crosta terrestre à escala de sua evolução geológica, durante a qual erosão e sedimentação se alternaram fazendo variar, em sentidos opostos, a carga de material superjacente aos volumes de rocha em consideração, e estes, por sua vez, foram afetados por intrusões, metamorfismo, ações tectônicas, etc., não parece justo conceder à profundidade, a que se encontram atualmente os elementos rochosos, um papel preponderante na definição dos estados de tensão que neles se encontram instalados.

O mesmo autor pondera que o termo tensões residuais, quando empregado para designar as tensões que não são instantaneamente liberadas quando se cria num maciço uma superfície livre também não é adequado uma vez que o retardamento de tal liberação de tensões deve ser considerado mais como uma consequência da anelasticidade do maciço do que como uma particularidade em relação às tensões.

Continuando em sua linha de raciocínio o autor também não vê como designação adequada o termo tensões residuais quando aplicado a tensões que só se manifestam quando são anuladas determinadas restrições à deformação do material rochoso, pois estes casos particulares de liberação de tensões são mais uma consequência das características do material em que estas tensões estão instaladas do que dessas próprias tensões.

Também o termo tensões internas, quando utilizado como sinônimo de tensões residuais, segundo o autor citado, não deve ser utilizado, pois tem um caráter redundante, uma vez que as tensões que interessam ao estudar o comportamento dos maciços rochosos ocorrem no seu interior, justificando-se a utilização do termo somente quando houver a possibilidade de confusão com tensões de superfície.

Pelos motivos expostos o referido autor prefere utilizar apenas os termos tensões naturais instaladas nos maciços rochosos.

Pinto (1989) propõe uma terminologia que subdivide o termo tensões naturais em tensões litostáticas, as devidas à ação da gravidade e tensões latentes, as de origem tectônica. Propõe também, a denominação tensões induzidas para as tensões geradas pela intervenção humana.

Quanto ao termo tensões virgens, esse autor pondera que poderia induzir ao entendimento de que são tensões inalteradas ao longo da história geológica, o que, pelos processos anteriormente descritos, não é verossímil.

Amadei & Stephansson (1997) numa tentativa de padronizar esta terminologia apresentaram a proposta contida na Tab. 2.2.

Tabela 2.2 – Proposta de terminologia para designar as tensões (Amadei & Stephansson, 1997, adaptado por Armelin, 2008).

		Relações entre causas e efeitos	
		Causas	Efeitos
Tensões em maciços rochosos	Tensões <i>in situ</i>	Superfícies planas e efeitos topográficos	Tensões gravitacionais
		Em larga escala <ul style="list-style-type: none"> - Tração no cisalhamento - Empuxo de placa - Empuxo orográfico - Sucção em fossas tectônicas - Tensões de membrana 	Tensões tectônicas ativas
		Escala local <ul style="list-style-type: none"> - Flexão - Compensação isostática - Flexão descendente da litosfera - Vulcanismo e fluxo de calor 	
		Iguais às tensões residuais porém com atividade tectônica envolvida como dobramento, falhamento, formação de juntas e “boudinage”.	Tensões tectônicas remanescentes
		<ul style="list-style-type: none"> - Diagênese - Metassomatismo - Resfriamento magmático - Variações na poropressão 	Tensões residuais
		<ul style="list-style-type: none"> - Variações sazonais da temperatura - Atração lunar (tensões de marés) - Força de Coriolis - Tensões residuais 	Tensões terrestriais

Para evitar dualidade, este autor prefere utilizar apenas os termos tensões *in situ* ou tensões naturais, para as tensões que se encontram instaladas nos maciços rochosos e tensões induzidas quando se tratar de tensões introduzidas por alguma ação humana, como as escavações subterrâneas.

Assim, o estado de tensões *in situ*, atuante em um maciço rochoso, é aquele ocorrente na ausência de qualquer perturbação antrópica (Hyett et al., 1986) e resulta da complexa interação dos acontecimentos pertinentes à sua história geológica, o que inclui as variações gravitacionais devidas às adições e remoções de material rochoso, o que conduz à admissão de que os maciços rochosos são materiais naturais sobre cujas propriedades não se tem nenhum controle.

Na avaliação do estado de tensões atuante em um maciço rochoso participam simultaneamente diversos fatores, acarretando incertezas cujo conhecimento, na exatidão desejável, é impraticável, o que dificulta sobremaneira o seu cálculo analítico, reduzindo tal possibilidade aos casos em que o maciço rochoso pode ser associado a um meio isotrópico. Isto se deve ao desconhecimento da história geológica do maciço, bem como da dificuldade em descrevê-lo sob o ponto de vista estrutural.

Portanto o estado de tensões *in situ* atuante em um determinado maciço rochoso deve ser medido (Cornet, 1993; Hoek & Brown, 1980).

Escavações subterrâneas são intervenções que perturbam o estado de tensões *in situ*, provocando a sua redistribuição na vizinhança da abertura. Nesta redistribuição, as tensões induzidas podem atingir valores tais que ultrapassam a resistência do maciço, provocando a sua ruptura e conseqüentemente a sua instabilização. Esta redistribuição de tensões é afetada pelo estado de tensões *in situ* e, 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). Assim sendo, o conhecimento do estado de tensões *in situ* e a compreensão da sua ação e conseqüências, são fundamentais para o projeto, boa execução e operação das escavações subterrâneas.

Diversos métodos de medição foram desenvolvidos nas décadas de cinquenta e sessenta para a determinação do estado de tensões *in situ*. Foram desenvolvidos métodos qualitativos e quantitativos. Os métodos qualitativos são aqueles relacionados com os indicadores geológicos e sismológicos e determinam apenas a direção das tensões.

Os métodos quantitativos são os de medição das tensões *in situ*, utilizando instrumentos de medição de pressões aplicadas e deformações ou deslocamentos, e são destinados à determinação completa do tensor de tensões.

O espaço subterrâneo vem sendo significativamente utilizado nas últimas décadas, tendo sido escavadas inúmeras cavernas destinadas às mais variadas utilizações, tais como reservatórios de água, estações de tratamento de esgotos, recreação, depósitos de resíduos radioativos, de gás liquefeito, de petróleo bruto e usinas hidrelétricas. Também consideráveis extensões de túneis vêm sendo construídas anualmente, com finalidade hidráulica e viária.

Mafra (2001) menciona que no Brasil, o problema das tensões *in situ* nos maciços rochosos foi pouco tratado até o momento, e relaciona os seguintes locais onde foram conduzidas determinações: UHE Queimado (MG), determinação pelo método de sobrefuração, utilizando o defômetro tridimensional – STT (LNEC, 1969); Mina de Baltar e Salto (SP), determinação realizada em 1980 pelo método de sobrefuração, utilizando a célula triaxial CSIR (Magalhães, 1999); Mina do Morro da Usina (MG), determinação realizada em 1994 e 1996 pelo método de sobrefuração, utilizando o BDG - Borehole Deformation Gauge (Magalhães, 1999); Mina de Caraíba (BA), determinação realizada em 1984 pelo método de sobrefuração, utilizando a célula triaxial CSIR (Magalhães, 1999); Terminal Marítimo Almirante Barroso (SP), determinação realizada em 1992, pelo método de fraturamento hidráulico (Magalhães, 1999); UHE Serra da Mesa (GO), que constitui um caso à parte, pois nela foi realizado o mais completo estudo de tensões *in situ* no território brasileiro. Foram realizadas determinações de tensões pelos métodos de fraturamento hidráulico (Haimson, 1998), cancelamento de deformações, utilizando almofadas planas de pequena área e de sobrefuração com o defômetro tridimensional modelo LNEC (Armelin et al. 1994), e ainda utilizando o BDG (Fernandes et al. 1994); Canal de Pereira Barreto (SP), determinação realizada pelo método de cancelamento de deformações utilizando almofadas planas de pequena área desenvolvidas especialmente para rochas sedimentares (Ferraz et al. 1981).

Como se pode constatar, são poucas as determinações de tensões *in situ* realizadas no nosso país, revelando escasso interesse pelo assunto, podendo-se concluir o elevado grau de incerteza que ainda prevalece no estudo das escavações subterrâneas e o empirismo que domina sua execução.

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 suportes nas escavações subterrâneas sendo as tensões *in situ* um dos parâmetros fundamentais de entrada.

Portanto, para um projeto realizado dentro de uma concepção moderna, é fundamental a determinação das tensões *in situ*, devendo ser exigido no escopo dos ensaios geotécnicos previstos para o referido projeto.

Considerando o exíguo número de determinações de tensões *in situ* feitas no Brasil, quando comparados com as medições no nível internacional, espera-se que os estudos apresentados neste trabalho incrementem sua realização de forma sistematizada.

2.2 - ESTADO DE TENSÕES EM MACIÇOS ROCHOSOS

Como se viu o estado de tensões *in situ* é aquele existente em um maciço rochoso, a uma dada profundidade, na ausência de perturbações causadas por intervenções antrópicas, notadamente obras de engenharia.

Diversos autores como Hudson & Harrison (1997), Goodman (1989), Franklin & Dusseault (1989) e Hoek & Brown (1980), atribuem a componente vertical das tensões ao peso da coluna de rocha, enquanto que as altas componentes de tensões horizontais têm sua principal origem nas forças tectônicas que causam as deformações nas rochas, nelas criando as estruturas e as descontinuidades que, somadas ao intemperismo e aos processos erosivos e deposicionais, originam as constituições atuais dos maciços rochosos, cuja natureza descontínua, heterogênea e anisotrópica, em geral, vem associada com o comportamento não linear e não elástico.

O estado de tensões *in situ* depende, portanto, de todos estes fatores que compõem a história geológica de um determinado maciço rochoso.

Sheorey (1994) e Amadei et al. (1988) salientam que as variações de propriedades elásticas da rocha (anisotropia), a heterogeneidade e o caráter descontínuo do meio conduzem a uma enorme variabilidade na medição do estado de tensões *in situ* na crosta terrestre.

2.2.1. - RELAÇÃO ENTRE AS TENSÕES VERTICAIS E HORIZONTAIS COM A PROFUNDIDADE

Varição da Tensão Vertical com a Profundidade

Se o planeta fosse perfeitamente esférico e formado por um material isotrópico, elástico linear e homogêneo, a magnitude da tensão gravitacional σ_z atuante num ponto situado a uma profundidade z no interior de um maciço rochoso, poderia ser calculada diretamente, segundo Hoek & Brown (1980) e Goodman (1989), através do produto da massa específica de cada camada de rocha ρ_i pela aceleração da gravidade g e pela profundidade z do ponto onde se deseja conhecer a tensão:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \rho_i \cdot g \cdot z_i \quad (2.2)$$

onde ρ_i é a massa específica da camada de rocha, g a aceleração da gravidade, z_i a espessura de cada camada e n o número de camadas.

Como se trata de uma tensão de origem gravitacional, a sua direção é vertical.

Terzaghi e Richart em 1952, citado por Hoek & Brown, (1980) sugeriram que, para um maciço rochoso no qual não se permitem deformações laterais durante a formação dos estratos sobrejacentes, o valor de k é independente da profundidade e é dado por:

$$k = \sigma_h / \sigma_z = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.3)$$

onde ν é o coeficiente de Poisson do maciço rochoso.

No início da Mecânica das Rochas esta expressão foi amplamente utilizada, porém mostrou-se inadequada, como se verá adiante, e hoje, raramente é utilizada.

É comum a adoção da suposição simplificada de que as tensões principais atuam nas direções horizontal e vertical. Hoek & Brown (1980) analisaram cento e dezesseis resultados de medições de tensões naturais realizadas em diferentes pontos da terra e nas mais variadas litologias e traçaram o gráfico apresentado na Fig. 2.2 que relaciona a variação da tensão vertical σ_z com a profundidade z .

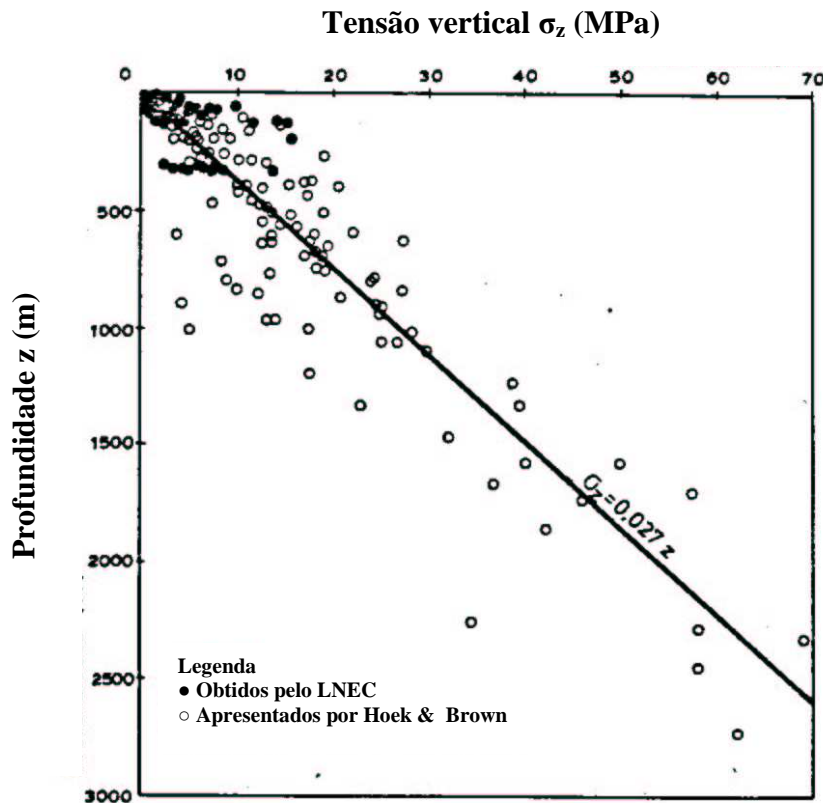


Figura 2.2 – Variação da tensão vertical com a profundidade (Pinto em 1989 citado por Hoek & Brown, 1980).

A análise do gráfico mostra que, em alguns casos, a componente de tensão vertical medida está de acordo com a Eq. 2.2 embora exista uma considerável dispersão, particularmente abaixo de 1.000 m de profundidade. A Eq. 2.2 fornece uma boa correlação, na média, mas Hudson & Harrison (19970 recomendam que, sempre que possível, a melhor providência é executar a medição das tensões *in situ*.

Hoek & Brown (1980) expurgaram do gráfico da Fig. 2.2 os dados referentes a ambientes geológicos pouco usuais, como áreas com atividade tectônica recente. Ressaltam ainda os autores que, para profundidades menores do que 500 m, a acentuada dispersão pode estar condicionada pela proximidade do limite de precisão do instrumento de medição ou por

características locais determinadas pelas estruturas geológicas, como as dobras, capazes de influenciar o campo de tensões local.

Não obstante as considerações apresentadas, do ponto de vista prático, a magnitude da tensão vertical pode ser calculada pela Eq. 2.2 pois 27 kN/m^3 representa uma média de peso específico para a maioria das rochas. Este é um procedimento largamente utilizado em engenharia devido à sua simplicidade.

Brady & Brown (1994), Hoek & Brown (1980) e Hoek et al. (1995) reforçam a recomendação de que para túneis e cavernas a maiores profundidades, o estado de tensões naturais deve ser determinado através de medição.

Segundo Franklin & Dusseault (1989), as tensões horizontais, em um dado ponto de um maciço rochoso, não são simplesmente uma fração das tensões verticais causadas pelo peso da coluna de rocha sobrejacente, como previram Terzaghi e Richart em 1952, citado por Hoek & Brown, 1980), ao propor a Eq. 2.3.

Esta relação prevaleceu na Mecânica das Rochas durante um bom período, até que Hoek et al. em 1972, citado por Brady & Brown (1994), publicaram os resultados de pesquisas de campo que comprovaram que, para as profundidades onde se implantam obras de engenharia civil e mineração, a Eq. 2.3 raramente era satisfeita e que a direção vertical também, nem sempre, era coincidente com a direção da tensão principal.

Hoek & Brown (1980) analisaram os dados de medições de tensões horizontais em diversas partes da terra e em diferentes litologias, de forma a estudar as variações das tensões horizontais com a profundidade. Com estes dados foi traçado o gráfico da Fig. 2.3 que mostra a variação das tensões horizontais, em termos da profundidade em função de k , onde k é a relação entre a tensão média horizontal medida e a tensão vertical.

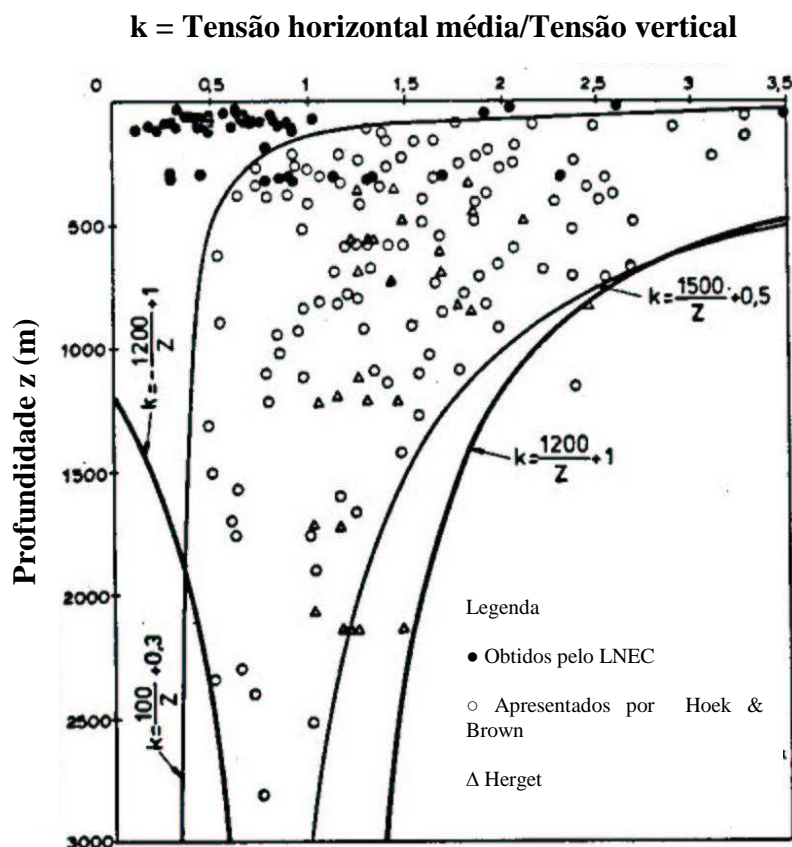


Figura 2.3 – Variação de k – relação entre a tensão horizontal média e a tensão vertical com a profundidade (Hoek & Brown, 1980).

Brown & Hoek (1978) e Herget (1998) observam que no gráfico da Fig. 2.3, k tende a valores elevados para baixas profundidades ou seja, até a profundidade de 1.500 m, a maioria dos valores de k é maior que 1,0, indicando que a tensão horizontal é maior que a tensão vertical e que, para profundidades menores que 500 m, os valores de k são elevados, o que significa altas magnitudes para as tensões horizontais.. Para profundidades maiores, os valores de k são decrescentes. Esta constatação invalida a abordagem clássica sobre as tensões horizontais, pois segundo a Eq. 2.3 a magnitude máxima que a tensão horizontal poderia atingir seria o mesmo valor da tensão vertical, o que corresponderia a um valor de $k = 1,0$.

O gráfico apresentado na Fig. 2.3 mostra valores de k até 3,5, entretanto Hoek & Brown, (1980) relatam que não incluíram no mesmo, dez valores de medição de tensões, como por exemplo, as medições executadas nas montanhas Caledônia, na Noruega, onde foram determinados valores de $k = 10,0$. Segundo os autores, estas medições foram omitidas, devido

a alta influência da topografia e do passado tectônico local, configurando um estado de tensões *in situ*, que não pode ser considerado típico de maciços rochosos não perturbados. Neste local, as tensões principais horizontais estavam sempre alinhadas, paralela e perpendicularmente, à cadeia de montanhas.

Esta é uma profundidade na qual são implantadas obras de engenharia civil e mineração e o conhecimento do estado de tensões nestes casos, é da máxima relevância para o projeto, no sentido de orientar os eixos das estruturas subterrâneas, analisar a sua estabilidade e prever o sistema de suporte da escavação. Também no Brasil, valores de $k = 6,0$ foram medidos na UHE Serra da Mesa (Matos et al., 1994).

Amadei (1996) ressalta que as tensões horizontais são altamente afetadas por eventos tectônicos, tensões térmicas, erosão, glaciação e degelo, e pela curvatura da terra.

Sheorey (1994) desenvolveu um modelo de tensões elasto-estático térmicas da Terra. Este modelo considera a curvatura da crosta, a variação das constantes elásticas, da densidade e do coeficiente de expansão térmica através da crosta e do manto. O modelo de Sheorey provê uma equação simplificada que pode ser utilizada para estimar a relação k entre tensões horizontais e verticais:

$$k = 0,25 + 7E_h(0,001 + 1/z) \quad (2.4)$$

onde z (m) é a profundidade e E_h (GPa) é o módulo de deformabilidade médio da parte superior da crosta terrestre medido na direção horizontal, que é uma direção importante, particularmente em rochas sedimentares, nas quais o módulo de deformabilidade pode ter valores significativamente diferentes em diferentes direções.

A Fig. 2.4 mostra os gráficos da variação de k com a profundidade, com base na Eq. 2.4, para diferentes valores do módulo de deformabilidade. É notável a similaridade das curvas com aquelas propostas por Brown & Hoek (1978), Herget (1988) e outros, para medidas de tensões naturais. Assim, considera-se que a Eq. 2.4 propicia uma estimativa razoável dos valores de k .

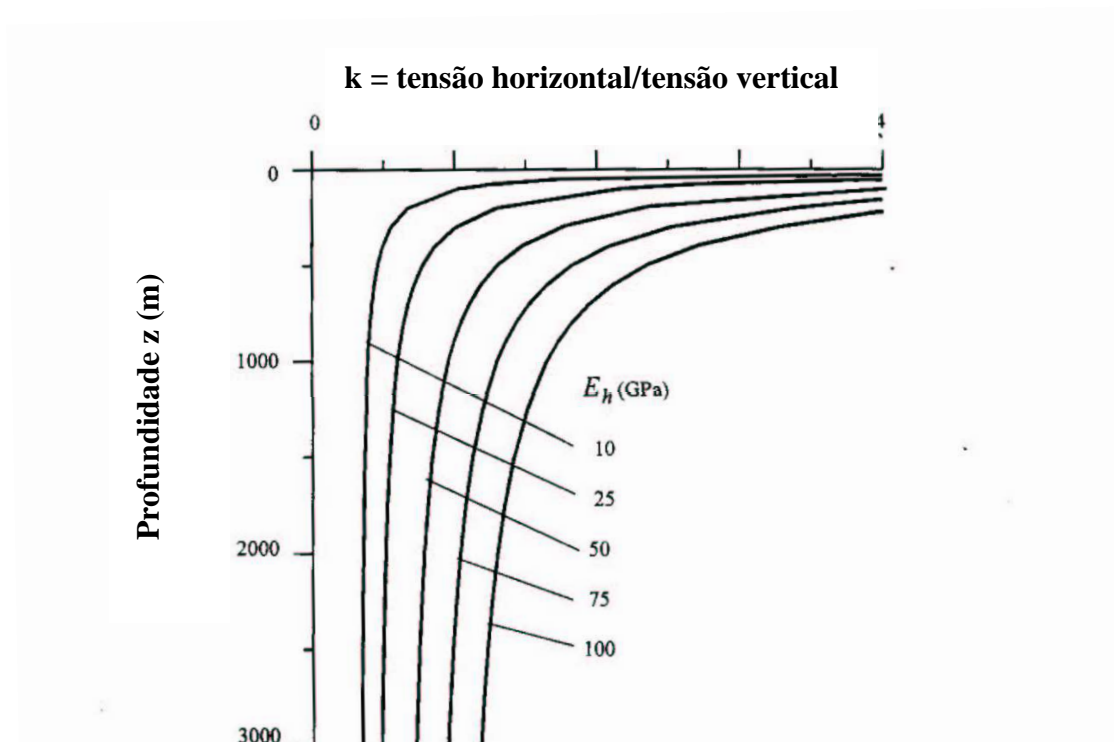


Figura 2.4 – Variação de k em função da profundidade e do módulo de deformabilidade (Sheorey, 1994).

Sheorey (1994) observa que seu modelo não explica a ocorrência de tensões verticais medidas com valores mais altos que os originados pelo recobrimento de rocha, nem a presença de tensões horizontais elevadas em alguns locais ou ainda, porque as duas tensões horizontais raramente são iguais. Essas diferenças, provavelmente, são devidas à topografia local e a feições geológicas que não podem ser consideradas em um modelo a grande escala como o proposto pelo autor.

Vê-se, portanto, a complexidade envolvida nas tentativas de estimar as tensões *in situ*, pois nem todas as variáveis podem ser levadas em conta nos modelos matemáticos, o que os torna incompletos e incapazes de explicar a totalidade dos fenômenos.

Estas constatações levaram Hoek & Brown (1980) a recomendarem que a medição de tensões *in situ* como parte do programa de investigações de campo para os projetos onde essas tensões possam ter uma influência significativa no comportamento da escavação.

2.2.2 - TENSÕES *IN SITU* E TENSÕES INDUZIDAS NAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

Como conceituado no início deste texto, tensões induzidas são as tensões *in situ* perturbadas por obras de engenharia civil ou mineração (Hyett et al., 1986).

As tensões induzidas num maciço rochoso são decorrentes do estado de tensões *in situ* nele instalado, sendo a determinação das primeiras uma condição intransponível para a determinação das últimas. Isto decorre da constatação de que as determinações de tensões pelos métodos ditos diretos conhecidos até o momento são invasivas, com as intervenções destinadas à realização das medições implicando na abertura de cavidades no maciço rochoso que, em última análise significam uma perturbação no estado de tensões *in situ* lá instalado.

Como a estabilidade das escavações subterrâneas, notadamente das mais profundas, é controlada pelas tensões principais maior σ_1 e menor σ_3 atuantes no plano perpendicular ao eixo da escavação (Hoek & Brown, 1980 e Hoek et al., 1995). Se a tensão principal maior for horizontal e de alta magnitude, tensões de tração e compressão elevadas serão induzidas nas paredes da escavação, eventualmente ultrapassando o limite de resistência da rocha, provocando deslocamentos (slabbing) no teto e nas paredes e, nos casos mais severos, promovendo explosões de rocha (rockburst) que, embora sejam características de escavações profundas, têm sua ocorrência registrada pela literatura também em escavações próximas da superfície.

A correlação entre problemas potenciais que podem ocorrer em escavações subterrâneas com a relação entre as tensões principais maiores, *in situ* e induzidas e a resistência à compressão simples da rocha foi estudada por Hoek & Brown (1980). A análise sistematizada dos dados coletados tornou evidente que os problemas mais graves têm início quando valores da relação entre as tensões são iguais a 0,3, agravando-se quando a orientação das estruturas subterrâneas em relação à orientação das tensões naturais é desfavorável.

Num arranjo favorável o eixo longitudinal da escavação deverá estar alinhado com a direção da tensão principal maior quando esta tensão atuar horizontalmente. Se a tensão vertical é maior do que a tensão horizontal, o eixo longitudinal da escavação deverá estar alinhado com a direção da tensão principal menor. A observância destas regras conduz a uma minimização

das zonas tracionadas e das zonas de concentração de tensões no entorno da escavação, acarretando uma maior garantia de sua estabilidade e significativa redução nos sistemas de suporte.

Um estudo de caso no Brasil é o da UHE Serra da Mesa que, em função das dimensões e arranjo de suas estruturas subterrâneas, fez com que Furnas Centrais Elétricas SA, sua proprietária, realizasse um amplo programa de determinação de tensões *in situ*, que se constitui no estudo de maior envergadura no gênero já realizado no país. As determinações do estado de tensões conduziram a valores de k da ordem de 6,0 e o conhecimento dessas tensões permitiu orientar os eixos maiores das estruturas subterrâneas paralelamente à direção da tensão principal maior, neste caso horizontal e orientada segundo a direção NW-SE, minimizando assim as tensões de tração induzidas nas paredes, bem como as tensões tangenciais de compressão no teto (Haimson, 1988; Matos et al., 1994).

Os estudos mencionados realçam a importância da determinação das tensões *in situ*, parâmetro fundamental para as análises de projeto das escavações subterrâneas, uma vez que tensões de alta magnitude podem ser induzidas nas superfícies das escavações a partir de elevados estados de tensões *in situ*.

2.2.3 - FATORES CONDICIONANTES DA REDISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

Na redistribuição das tensões *in situ* fatores como a topografia, tectônica, efeitos térmicos, feições geológicas e estruturais, tensões residuais, anisotropia, heterogeneidade e efeito escala surgem como atôres importantes.

A tensão vertical atuante em um ponto a uma profundidade z no interior de um maciço rochoso é bastante próxima do valor calculado pela Eq. 2.1 apenas para o caso em que a superfície do terreno é plana, não se aplicando em situações em que a superfície topográfica é irregular. Neste caso, o estado de tensão, em cada ponto, é o resultante da superposição das tensões devidas ao peso da coluna de rocha sobrejacente ao ponto considerado e do efeito da sobrecarga devida à irregularidade topográfica.

Mendes (1968), citando Bucky (1956) e Goodman (1989), também afirma que próximo à superfície de terrenos planos as tensões principais são verticais e horizontais, mas enfatizam o fato de que as elevações topográficas exercem acentuada influência no campo de tensões.

No fundo dos vales, a tensão principal maior é horizontal e atinge grandes magnitudes, podendo se aproximar da resistência da rocha.

Amadei & Stephansson (1997) e Magalhães (1999) também constataram que, em regiões acidentadas, a topografia é o fator dominante que afeta as tensões *in situ*, onde a direção da tensão principal maior próximo ao topo das elevações é, em geral, orientada segundo o alinhamento das cristas das montanhas, e perpendicular ao rio no fundo dos vales.

Os efeitos das irregularidades da superfície do terreno nas tensões *in situ* têm sido estudados por diversos autores como Savage & Swolfs (1986), Amadei et al. (1987 e 1988), Pan & Amadei (1993) e Pan et al. (1994 e 1995), apenas para citar os mais recentes.

Savage & Swolfs (1986), citando Savage et al. (1985), formularam o problema supondo a superfície do terreno formada por montanhas e vales longos e simétricos, constituídos de materiais isotrópicos, homogêneos e de comportamento elástico linear, sob condições de deformação plana. Os principais resultados obtidos deste trabalho concluíram que as expressões analíticas obtidas para o cálculo das tensões são funções da geometria e do coeficiente de Poisson. Através de estudos paramétricos, os autores demonstraram que, tensões horizontais compressivas de magnitude maior que as tensões verticais, podem se desenvolver na parte superior das montanhas, diminuindo à medida que cresce o coeficiente de Poisson. Concluíram ainda que tensões horizontais de tração se desenvolvem na parte inferior dos vales isolados e se tornam compressivas com o aumento do coeficiente de Poisson da rocha.

Pan et al. (1994) estenderam os estudos anteriores aos maciços anisotrópicos, utilizando o mesmo método analítico proposto por Savage et al. (1985) e supondo o maciço homogêneo, linear elástico, contínuo, e sob condições de deformação plana. Com as expressões analíticas obtidas, foram elaborados estudos paramétricos com o objetivo de demonstrar os efeitos combinados de anisotropia e topografia na magnitude das tensões.

Os estudos paramétricos contemplaram os efeitos devidos à topografia e ao grau de anisotropia, em um maciço transversalmente isotrópico, com planos de isotropia paralelos ao eixo da montanha ou vale. As análises paramétricas mostraram que as magnitudes das tensões são dependentes da geometria da montanha ou vale da orientação do plano de isotropia em relação à superfície topográfica e do grau de anisotropia revelado pelo contraste entre as constantes elásticas E/E' , G/G' e de ν/ν' . As principais conclusões obtidas foram:

- As tensões principais não são verticais e horizontais quando a superfície topográfica não é horizontal, sejam os maciços isotrópicos ou anisotrópicos;
- As tensões principais se orientam paralela e perpendicularmente à superfície das montanhas, retornando à orientação vertical e horizontal à medida que se aprofunda no interior do maciço;
- Os efeitos da topografia sobre as tensões em profundidade, são acentuados nas montanhas e vales com planos verticais de isotropia transversal;
- Nas cristas das montanhas se desenvolvem tensões compressivas, enquanto que, no fundo dos vales e nas encostas, se desenvolvem tensões de tração, tanto para maciços isotrópicos quanto para os maciços anisotrópicos.

As tensões de origem tectônica atuam aumentando a compressão horizontal no topo das montanhas e diminuem as tensões de tração no fundo dos vales, podendo torná-las compressivas. Estas tensões exercem pouca influência sobre as tensões verticais.

Embora de cunho teórico, os trabalhos de Savage & Swolfs (1986), Amadei et al. (1987 e 1988), Pan & Amadei (1993) e Pan et al. (1994 e 1995) comprovam a influência que as superfícies topográficas exercem sobre o campo de tensões naturais nos maciços rochosos.

As influências mencionadas tornam as simplificações necessárias ao estabelecimento de um modelo, extremamente numerosas para que possam ser sintetizadas em uma expressão matemática e, por esta razão, os modelos matemáticos desenvolvidos, embora bastante sofisticados, constituem-se apenas em estimativas das tensões.

Outro fator importante são as tensões de origem tectônica. A combinação dos movimentos das undações e das placas tectônicas, gerando deslocamentos verticais e tangenciais, produz as

tensões de origem tectônica. Esses movimentos manifestam-se continuamente, podendo ser da ordem de alguns centímetros por ano.

Outro fator gerador dessas tensões é a concentração das mesmas devido às heterogeneidades estruturais na astenosfera, que atuam como inclusões mais ou menos rígidas que o meio circundante.

Em geral, a orientação dessas tensões é obtida através do estudo de mecanismos focais de terremotos, análises de instabilidades em paredes de poços (breakouts) e análises de geologia estrutural (Zoback, 1992).

Os esforços gerados nas bordas das placas redistribuem-se no seu interior e estes esforços redistribuídos são responsáveis por reativação de diversas fraturas e falhas, originadas em processos tectônicos pretéritos (Miotto & Coelho, 1998). Para obras de engenharia e mineração somente as tensões oriundas dessas reativações têm interesse uma vez que este interesse recai sobre o estado atual de tensões.

Eventos tectônicos atuando sobre os maciços rochosos, em geral, conduzem a estados de tensão complexos, onde às tensões gravitacionais superpõem-se àquelas com origem na sua história geológica.

Markov (1986) chegou às seguintes conclusões:

- A ocorrência de tensões horizontais de magnitude maior do que a tensão vertical é a principal característica dos maciços rochosos com história de eventos tectônicos relevantes;
- Nestes casos ainda se verifica uma razoável concordância da tensão vertical com as pressões verticais devidas ao peso da rocha;
- As tensões induzidas no entorno das escavações subterrâneas são de grande magnitude, independentemente da profundidade e da resistência da rocha;
- A ruptura da rocha ocorre de forma brusca, em regime frágil, caracterizada por deslocamentos e explosões de rocha (rockbursts);
- Em regiões com morfologia caracterizada por montanhas escarpadas, com encostas aliviadas de tensões, a tensão horizontal máxima ocorre no fundo dos vales, alinhada

horizontalmente com a direção perpendicular ao eixo longitudinal do vale. Nas partes superiores das montanhas, esta tensão tem magnitude menor do que a anterior e é, frequentemente, orientada segundo a direção do alinhamento das cristas das montanhas;

- As concentrações das tensões horizontais verificam-se nos trechos onde a rocha é compacta e apresenta maiores valores do módulo de deformabilidade, ou seja, maior rigidez;
- Comprovou-se que a orientação do eixo maior das estruturas subterrâneas paralelamente à direção da maior tensão horizontal resulta em aumento expressivo da estabilidade do teto da escavação.

Tratando-se de um trabalho experimental consubstanciado por um número expressivo de dados, o trabalho de Markov (1986) conduz a conclusões concordantes com os resultados obtidos por outros pesquisadores, o que evidencia, cientificamente, os efeitos das tensões horizontais nas escavações subterrâneas.

As tensões de origem térmica resultam do aquecimento ou resfriamento das rochas. Elas ocorrem próximas à superfície da Terra devido à exposição ao Sol ou devido ao calor emanado pelo interior do planeta através da radioatividade ou outros processos geodinâmicos. Como referência, o coeficiente de expansão térmica linear (α) para arenitos é de $10,8 \times 10^{-8}$ m por cada grau centígrado de variação da temperatura (Herget, 1988).

As estruturas geológicas presentes nos maciços rochosos afetam o estado de tensões *in situ* e o seu conhecimento detalhado é necessário para que se possa compreender e interpretar, adequadamente, os resultados das medições *in situ*. Escavações em maciços rochosos acarretam três efeitos principais:

- O desconfinamento elimina a resistência propiciada pela rocha escavada, criando uma superfície livre, onde podem ocorrer deformações orientadas para o vazio criado pela escavação;
- Na superfície exposta pela escavação de um maciço rochoso autoportante, as componentes de tensões normais e de cisalhamento são nulas, o que a torna um plano principal, acarretando uma perturbação no campo de tensões naturais originalmente existente e afetando a magnitude e a orientação das tensões;

- Nesta superfície, a pressão de água se reduz a zero, devido ao efeito de rebaixamento do lençol freático.

Hudson & Cooling (1988) estabelecem uma analogia entre um sistema de fraturas e uma superfície de escavação, ambos podendo exercer no maciço rochoso o mesmo efeito, isto é, a rotação das tensões principais, sendo estas descontinuidades responsáveis pelas mais severas perturbações locais do campo de tensões.

Em maciços onde os estados de tensões resultantes de sucessivos eventos tectônicos tenham dado origem a estruturas geológicas visíveis, é possível deduzir as direções das tensões principais que atuaram durante esses eventos através da análise destas estruturas (Goodman, 1989; Brady & Brown, 1994; Barton, 1997; Magalhães & Cella, 1998).

Os diques, sills, lacólitos e lopólitos são corpos intrusivos que também indicam as direções das tensões principais. Goodman, (1989) e Brady & Brown, (1994), comparam estas estruturas a fraturas geradas hidraulicamente, formando-se perpendicularmente à direção da tensão principal menor e propagando-se na direção da tensão principal maior.

Outras estruturas que são associadas ao estado de tensões, e são também bons indicadores de suas direções, são os alinhamentos ou lineações (Hasui & Costa, 1992 e Magalhães & Cella, 1998).

O conhecimento das estruturas de origem tectônica, existentes em um maciço rochoso, permite inferir as direções das tensões principais e o seu conhecimento, em detalhe, auxilia significativamente na interpretação dos ensaios de medições e na compreensão do estado de tensões, uma vez que sua presença, e tem influência marcante no comportamento do campo de tensões *in situ*.

Lang et al. (1986b), relatando o efeito das tensões residuais nos trabalhos de escavação do *Underground Research Laboratory* (URL), Canadá, consideraram a parcela desta componente desprezível (cerca de 1,5% a 2,5% das tensões) no resultado das medições por sobrefuração. Os autores, entretanto, argumentam que o resultado por eles obtido pode ser específico do local do URL, não podendo ser generalizado antes de estudos comparativos com medições em outros locais.

As altas tensões medidas em muitas situações são o resultado de energia de deformação aprisionada dentro da estrutura da rocha, durante a sua formação, como sói acontecer com as rochas ígneas, durante sua solidificação ou com as rochas sedimentares e metamórficas, durante sua compactação, cimentação ou recristalização (Emery em 1964, citado por Fell et al. 1992), Savage em 1978, citado por Fell et al. 1992, e Brady & Brown, 1994).

Na escala microscópica, a energia de deformação é considerada como que aprisionada nos cristais que constituem parte da estrutura da rocha, por cimentação e arranjo destes cristais, como se fosse uma mola comprimida e imersa em um bloco de plástico.

Um fator ao qual é atribuída a origem das tensões residuais, segundo Franklin & Dusseault (1989), são os ciclos de glaciação e erosão. Grandes regiões da superfície da terra foram cobertas por espessas camadas de terra e gelo, que impuseram cargas consideráveis sobre a rocha de base. Tais cargas geraram tensões na rocha que não foram completamente aliviadas durante os subsequentes períodos de degelo ou erosão. Estas tensões, nos dias atuais, podem estar próximas daquelas existentes quando o carregamento era total. É o efeito de memória da rocha, semelhante ao fenômeno de pré-adensamento dos solos.

As tensões residuais podem também estar associadas a processos físicos e químicos que ocorrem, de modo heterogêneo, em porções restritas de um determinado maciço rochoso, como, por exemplo, o resfriamento diferenciado de uma determinada massa de rocha, ou o resfriamento de uma massa de rocha, vizinha a outra massa de rocha que possua diferente coeficiente de expansão térmica. Segundo Hyett et al. (1986), a importância das tensões residuais aumenta na medida em que o volume do maciço amostrado diminui e se aproxima da escala dos grãos minerais. Para grandes volumes de rocha amostrada, descontinuidades certamente serão encontradas e estas não são capazes de transmitir as tensões residuais.

Brady & Brown (1994) salientam o fato de que a completa compreensão destes fenômenos é considerada uma impossibilidade prática, e, portanto, as tensões residuais são um entrave nas previsões do estado de tensões nos maciços rochosos. Estes autores, entretanto, enfatizam que, resultados anômalos, ou estados de tensão não homogêneos medidos, refletem a existência de tensões residuais ligadas à história geológica do maciço.

Vê-se que o tema ainda não está resolvido, pois não há concordância entre os pesquisadores. Novas investigações são necessárias para que possa ser completamente esclarecido.

A anisotropia, se consideradas diversas escalas de observação, está presente nas rochas desde o nível microscópico com a anisotropia dos cristais até o nível macroscópico, com a estrutura da rocha, registro indelével de sua história geológica. Quando se ultrapassa o conceito de rocha em seu sentido restrito ao material rochoso em si e se adentra no conceito de maciço rochoso, a adição das descontinuidades a este novo contexto amplia a escala de observação e a complexidade do problema. Na realidade, as descontinuidades deverão estar sempre presentes em um maciço rochoso. É apenas uma questão de escala de observação, onde os limites estarão compreendidos entre as microfissuras, no lado da menor dimensão, até as falhas, com dimensões iguais ou bem superiores à escala de interesse às obras de engenharia. Dessa forma, os maciços rochosos em geral, apresentarão anisotropia, uma vez que, em alguma escala de observação serão identificadas descontinuidades. O comportamento mecânico dos maciços se dá de forma diferenciada, dependendo de as descontinuidades estarem abertas ou fechadas, evidenciando que a anisotropia depende do estado de tensões atuante (Goodman, 1989).

Superpondo seus efeitos, estas características dos maciços rochosos condicionam a não linearidade da curva tensão x deformação, introduzindo o efeito escala na previsão do comportamento e gerando grandes dispersões nos resultados de ensaios, principalmente quando se trata dos resultados dos ensaios de determinação de tensões naturais.

De acordo com Martin & Christiansson (1991b) as microfissuras constituem em outro fator que também pode caracterizar a anisotropia quando se trata da medição das tensões naturais através do método da sobrefuração. As microfissuras causadas pelo alívio de tensões durante a sobrefuração podem responder pela dispersão dos resultados calculados, considerando a rocha isotrópica e de comportamento elástico linear. Neste caso, ensaios de laboratório demonstraram que, a anisotropia induzida nos testemunhos de sobrefuração, poderia ser modelada como anisotropia transversal, com os planos de isotropia paralelos à direção das microfissuras.

Este é, portanto, um caso de anisotropia em escala microscópica, condicionada pela ocorrência de microfissuras causadas pelo próprio processo de medição. Estas microfissuras

induzem um comportamento não linear na rocha em análise, o que limita até mesmo os resultados do modelo anisotrópico, uma vez que o cálculo das tensões é feito usualmente com base na teoria de elasticidade linear.

Ignorar a anisotropia na análise de resultados de ensaios de medição de tensões por sobrefuração pode levar a erros de até 50% na magnitude e de 90% a 100% nas direções das tensões (Amadei e Goodman, 1982).

Amadei et al. (1987, 1988) demonstraram teoricamente a influência exercida pela anisotropia na redistribuição das tensões gravitacionais, modelando o maciço como meios ortotrópicos e transversalmente isotrópicos, obtendo ao final expressões para o cálculo das componentes de tensão induzidas pelo campo gravitacional. Adotar um modelo com anisotropia generalizada é impraticável face à complexidade da determinação das constantes elásticas, no entanto a adoção de aproximações a meios com grau menor de complexidade no que tange à anisotropia pode viabilizar uma modelagem sensivelmente próxima das necessidades da engenharia.

Hudson & Harrison (1997) destacam que a maioria das rochas pode ser modelada como meios ortotrópicos ou transversalmente isotrópicos, ficando a dificuldade maior por conta da determinação das constantes elásticas. Para o caso ortotrópico são necessárias as determinações de nove constantes elásticas independentes, com este número reduzindo-se a cinco para o caso de anisotropia transversal.

Worotnicki (1993) destaca que na maioria dos ensaios de determinação de tensões nos quais a rocha foi considerada como anisotrópica, o módulo de deformabilidade transversal G não foi determinado em laboratório, mas sim obtido através da relação de Saint Venant, acrescentando ainda que os ensaios de sobrefuração, em geral, são interpretados supondo a rocha isotrópica e com módulo de deformabilidade médio fornecido pela expressão $E_m = 0,5 (E_{máx} + E_{min})$.

Para as finalidades da engenharia, previsões aceitáveis para o comportamento das rochas podem ser obtidas supondo a rocha linearmente elástica e anisotrópica, desde que suas propriedades sejam determinadas dentro de um intervalo de tensões comparável ao existente *in situ* (Amadei, 1996).

Na interpretação dos resultados de ensaios de medição de tensões por sobrefuração, o grau de anisotropia da rocha, dado pela relação entre os valores máximo e mínimo do módulo de deformabilidade (E_{max}/E_{min}) é um parâmetro importante que deve ser considerado.

Amadei et al. (1987) e Amadei (1996) determinaram as propriedades elásticas em diferentes litologias, encontrando que, para a maioria das rochas que apresentavam isotropia transversal, a relação E_{max}/E_{min} variou entre 1 e 4.

Worotnicki (1993), analisando cerca de 200 medições de propriedades elásticas em rochas, constatou que em 70% dos resultados, a relação E_{max}/E_{min} foi menor do que 1,3 e, em 80% dos casos foi inferior a 1,5 com a possibilidade de ocorrências de erros graves, na interpretação de ensaios de sobrefuração, acontecendo quando o grau de anisotropia for maior que 1,3 (Amadei em 1985, citado por Worotnicki, 1993).

Hudson & Harrison (1997) enfatizam que 99% dos ensaios realizados e por eles analisados, foram interpretados supondo a rocha isotrópica, portanto, com apenas duas constantes elásticas independentes (ν , E). Nos restantes, a maior parte foi interpretada com a modelagem considerando a rocha transversalmente isotrópica e, em alguns casos, ortotrópica.

Pelas questões levantadas, vê-se que o tema relativo às tensões naturais nos maciços rochosos, ainda, está em aberto, e que a modelagem mais realista, considerando as rochas no mínimo como ortotrópicas, encontra enormes dificuldades práticas e restrições de custos, principalmente na determinação das constantes elásticas, acarretando simplificações nem sempre adequadas.

Os maciços rochosos são meios essencialmente descontínuos e heterogêneos, com a heterogeneidade surgindo à escala das microfissuras entre os cristais e em seu interior, e estendendo-se até a escala macroscópica, como as juntas e falhas (Cunha, 1993).

Heterogeneidade é um conceito que resume o conjunto randomicamente variável do número, dimensão, propriedades individuais e distribuição geométrica dos componentes minerais da rocha intacta (Cunha, 1993).

À escala dos maciços rochosos, heterogeneidade pode ser sinônimo não apenas de variações litológicas mas também de diferentes graus de intemperização e de fraturamento (Cunha, 1993).

À medida que as dimensões da amostra aumentam, os testes passam a envolver sucessivamente a rocha intacta, a rocha com descontinuidades e o maciço rochoso. Mesmo que de mesma procedência e teoricamente homotéticas, as amostras assim originadas fornecerão resultados diferentes quando submetidas a testes similares, uma vez que as mesmas envolvem diferentes heterogeneidades e descontinuidades (Cunha, 1993).

Esta constatação experimental introduz o conceito de efeito escala, ou seja, conjuntos de amostras do mesmo universo com diferentes dimensões que apresentam distribuições com parâmetros diferentes para as características em estudo. O efeito da variação destas características com a dimensão da amostra é o que se considera efeito escala (Charrua-Graça, 1986).

Cuisiat et al. (1993) distinguem dois diferentes tipos de efeito escala na medição de tensões *in situ*. O primeiro tipo é inerente à técnica utilizada e está vinculado ao volume de rocha envolvido na determinação de tensões. O segundo tipo surge da dependência da escala apresentada pelos parâmetros usados na interpretação das medições. Este último é uma consequência direta da natureza descontínua dos maciços rochosos em todas as escalas.

Os autores destacam também que na mecânica do contínuo a tensão é definida em um ponto, não devendo, conseqüentemente, envolver qualquer dependência de escala, contudo o que se obtém através das medições de tensões sofre uma tendência devida à dependência natural da escala envolvida na resposta estrutural do maciço rochoso. Mencionam também que em métodos de determinação indireta de tensões, a solução encontrada está relacionada com as propriedades mecânicas que, por seu turno, são elas próprias, dependentes da escala. O meio de contornar este problema, segundo os autores, é medir diretamente as tensões.

Com base na experiência de campo, existe o consenso de que se testes confiáveis são realizados, as tensões resultantes medidas através de diferentes técnicas deverão ser comparáveis, a despeito das diferenças de escala de cada teste, contudo, a interação estrutura-

tensões da rocha, influenciará o número de testes que deverão ser realizados para se obter valores confiáveis.

Corthésy et al. (1993) mencionam que o estado de tensões a ser adotado em projeto é algo difícil de se considerar e isto acontece devido à complexidade das técnicas de medição e do comportamento da rocha e da necessidade de extrapolar medições pontuais para volumes de rocha que podem, ser muito maiores que o volume da amostra utilizada nas medições.

Muitos fatores contribuem para a dispersão dos valores das tensões em maciços rochosos. Se a limitação é a escala da escavação, descontinuidades como falhas e contatos geológicos terão influência no campo de tensões.

Barton (2007) mencionando experimentos conduzidos por Hardin et al. (1981) em um bloco de rocha de 8 m^3 contendo três famílias de juntas e posteriormente modelado com o auxílio do código de elementos discretos UDEC, mostra que nas vizinhanças de juntas submetidas a solicitações de cisalhamento, a dilatação provoca uma não-coaxialidade entre as direções das tensões de cisalhamento e as das respectivas deformações quando a rugosidade é mobilizada, efeito este que não é captado pelas equações convencionais de transformação utilizadas para converter tensões principais em suas componentes normal e de cisalhamento.

A despeito dessas causas de dispersão dos valores das tensões *in situ*, o procedimento usual consiste em supor um campo de tensões homogêneo, com as medições realizadas neste volume consideradas como valores médios das tensões (Corthésy et al. 1993).

A expressão, valores médios das tensões, como utilizada rotineiramente, não tem rigor estatístico uma vez que a estatística dos poliádicos (tensores), ainda não está devidamente estabelecida.

2.3 - TENSÕES EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

Os avanços no campo dos materiais resultaram principalmente do reconhecimento do princípio de que as propriedades se originam da microestrutura interna ou, de outra forma, as propriedades podem ser modificadas através de alterações adequadas na microestrutura dos materiais (Mehta & Monteiro, 2006).

No caso do concreto, o composto mais largamente empregado como material estrutural, a microestrutura é heterogênea, altamente complexa e as relações microestrutura-propriedades não estão ainda totalmente estabelecidas (Mehta & Monteiro, 2006)

No nível macroscópico o concreto pode ser considerado um material bifásico, consistindo de partículas de agregados, variando em tamanho e forma, dispersas numa matriz de pasta de cimento (Mehta & Monteiro, 2006).

No nível microscópico observa-se que as duas fases da microestrutura não estão homogeneamente distribuídas, uma em relação à outra, nem são homogêneas em si mesmas (Mehta et al. 2006). Nas vizinhanças dos agregados de maior diâmetro a microestrutura da pasta de cimento hidratado é, em geral, muito diferente daquela existente na massa de pasta ou argamassa. Devido a esta heterogeneidade, muitos aspectos do comportamento do concreto, quando submetido a tensões, somente podem ser explicados quando a interface pasta de cimento-agregado é tratada como a terceira fase da microestrutura do concreto (Mehta & Monteiro, 2006).

Assim, a microestrutura do concreto pode ser resumida como segue:

- Existe uma zona de transição interfacial envolvendo os agregados maiores, com uma espessura de 10 a 50 μm , em geral mais fraca que os outros dois principais componentes do concreto, os agregados e a massa de cimento hidratado;
- Cada uma das três fases é multifásica em si mesmas, assim os agregados podem conter diversos minerais, vazios e microfissuras e similarmente, a pasta de cimento hidratado e a zona de transição interfacial, geralmente contêm uma distribuição heterogênea de tipos e quantidades de fases sólidas, poros e microfissuras;
- Diferentemente de outros materiais de engenharia, a microestrutura do concreto não é uma característica intrínseca do material porque os dois componentes da microestrutura, nomeadamente a pasta de cimento hidratado e a zona de transição interfacial estão sujeitas a variações com o tempo e condições ambientais (umidade e temperatura) (Mehta & Monteiro, 2006).

Algumas patologias do concreto podem dar origem a mecanismos de expansão, com o conseqüente desenvolvimento de tensões internas.

Um dos principais mecanismos geradores de expansão é a reação álcali-agregado. Esta reação é fortemente dependente do grau de desarranjo da estrutura cristalina de minerais que compõem os agregados, da porosidade dos mesmos e do seu tamanho, dependendo também da presença de umidade. Quando as condições mínimas necessárias ao estabelecimento deste mecanismo estão presentes, ocorre a formação de géis álcali-silicatados, com composição química extremamente variável. Esses géis são formados na presença de hidroxilas e íons álcali-metálicos.

O ataque ao concreto envolve a despolimerização ou quebra de estrutura da sílica presente no agregado pelos íons hidroxila, seguida pela absorção dos íons álcali-metálicos na nova superfície formada pelos produtos de reação (Mehta & Monteiro, 2006).

Os géis assim formados, quando em contato com a água, expandem-se devido à grande quantidade de água absorvida e, se o grau de confinamento do meio é baixo, a pressão hidráulica desenvolvida pode ser suficiente para causar expansão e fissuração da partícula de agregado afetada e também da pasta de cimento que circunda o agregado. O padrão de fissuras desenvolvido é irregular e é denominado de fissuras em mapa.

Mehta & Monteiro (2006) ressaltam que o desenvolvimento de tensões internas no concreto depende da quantidade, tamanho e tipo litológico do agregado reativo e da composição química do gel álcali-silicatado formado.

Em síntese, a evidência da reação álcali-agregado em concreto fissurado não necessariamente, comprova que essa reação é a principal causa da fissuração.

A literatura especializada internacional é rica em relatos de casos de estruturas afetadas pela reação álcali-agregado, notadamente as estruturas de barragens.

No Brasil também há inúmeros relatos do gênero, sendo o mais relevante, na opinião deste autor, o caso da UHE Moxotó, no rio São Francisco, cuja estrutura foi alvo de inúmeras investigações, monitoramentos e de intervenções mitigadoras para limitar o processo e reabilitar as estruturas afetadas. Dignas de nota são também as determinações de tensões efetuadas na casa de força da UHE Paulo Afonso IV (Armelin, 1997).

Um outro tipo de concreto tem sido objeto de intensa utilização no campo da Engenharia Civil. Trata-se do concreto projetado, utilizado em diversas obras de contenção e como suporte em escavações subterrâneas.

O concreto projetado pode ser definido como um concreto (mistura de cimento, areia, pedrisco, água, aditivos e adições) que é transportado por um mangote, desde o equipamento de projeção até um bico que por meio de ar comprimido o projeta a grande velocidade contra uma superfície, existindo dois sistemas de projeção, o processo por via seca e por via úmida (Silva, 1997).

Este tipo de concreto surgiu em 1907, provavelmente na Pensilvânia, e a partir dos anos 60, com o surgimento do New Austrian Tunneling Method (NATM), seu emprego tem se generalizado. No Brasil, a primeira utilização se deu na Rodovia dos Imigrantes, em 1970 (Silva, 1997).

O concreto projetado atende os requisitos do NATM que são (Silva, 1997):

- Alta resistência inicial, evitando assim o colapso do maciço escavado;
- Alta deformabilidade, permitindo maior trabalho estrutural do maciço;
- Aplicado em camadas, permite reforço após constatação de tendência de instabilização detectada pela instrumentação.

Como um dos elementos de suporte, o concreto projetado tem por fim gerar resistência inicial rápida, no que é coadjuvado pelas cambotas e pela tela. Esta última funciona como armadura do concreto projetado, distribuindo mais uniformemente as solicitações, ou sejam as tensões secundárias tais como cisalhamento, flexão e tração, evitando assim a formação de grandes fraturas e a queda de partes da camada, quando a adesão concreto-rocha ainda não é satisfatória (Redaelli, 1983 e Silva, 1997). A adição de fibras aumenta a especialmente a resistência à tração e flexo-tração do concreto projetado (Redaelli, 1983).

Analogamente ao concreto convencional, o concreto projetado não é um material homogêneo e, sendo um material polifásico, apresenta características similares àquele em sua microestrutura.

Segundo Redaelli (1983) alguns campos de aplicação do concreto projetado são:

- Vedação de rocha, ou solo, contra alteração e erosão;
- Dependendo das dimensões dos blocos, inibe sua queda em maciços fraturados;
- Propicia o confinamento do maciço;
- Camada para vedação, ou drenagem, de água de infiltração;
- Construção de um arco completo de suporte em maciços incompetentes;
- Reparos em túneis antigos, recomposições de revestimentos, etc.
- Melhoria na capacidade de túneis para escoamento de fluidos.

Segundo Ferreira (2003), a solicitação imposta ao concreto projetado é um tipo de interação maciço-estrutura altamente dependente das características do maciço e do suporte. As solicitações a que o suporte é submetido são induzidas pelas deformações do maciço em torno da cavidade, em resposta à retirada do núcleo escavado. Por sua vez, o concreto projetado apresenta um comportamento dependente do tempo, o que faz com que suas propriedades mecânicas variem ao longo do eixo do túnel uma vez que o suporte é mais jovem nas proximidades da frente de escavação (ainda em fase de hidratação do cimento) e mais maduro quanto mais distante dessa frente.

Ferreira (2003), mencionando Pottler (1990a e 1990b, 1993), identifica três fases de tensões no suporte/revestimento: carregamento, relaxação e tensão constante (Figura 2.5). Próximo à frente, cada avanço correspondente a uma nova etapa de escavação faz com que as tensões no concreto projetado se elevem abruptamente. Entre as etapas de escavação as deformações se estabilizam e o concreto projetado apresenta estágios de relaxação com a carga sendo parcialmente transferida em retorno para o maciço, até que um novo ciclo de escavação se inicie. A máxima intensidade do carregamento imposto pelo maciço ocorre a cerca de dois diâmetros da frente de escavação, ponto onde se tem uma fase crítica no que diz respeito à segurança. Após o pico, as deformações se estabilizam e o concreto projetado entra em fase de relaxação, com as tensões diminuindo e mantendo-se constantes na fase posterior, estabilizando em torno do valor de 4 MPa.

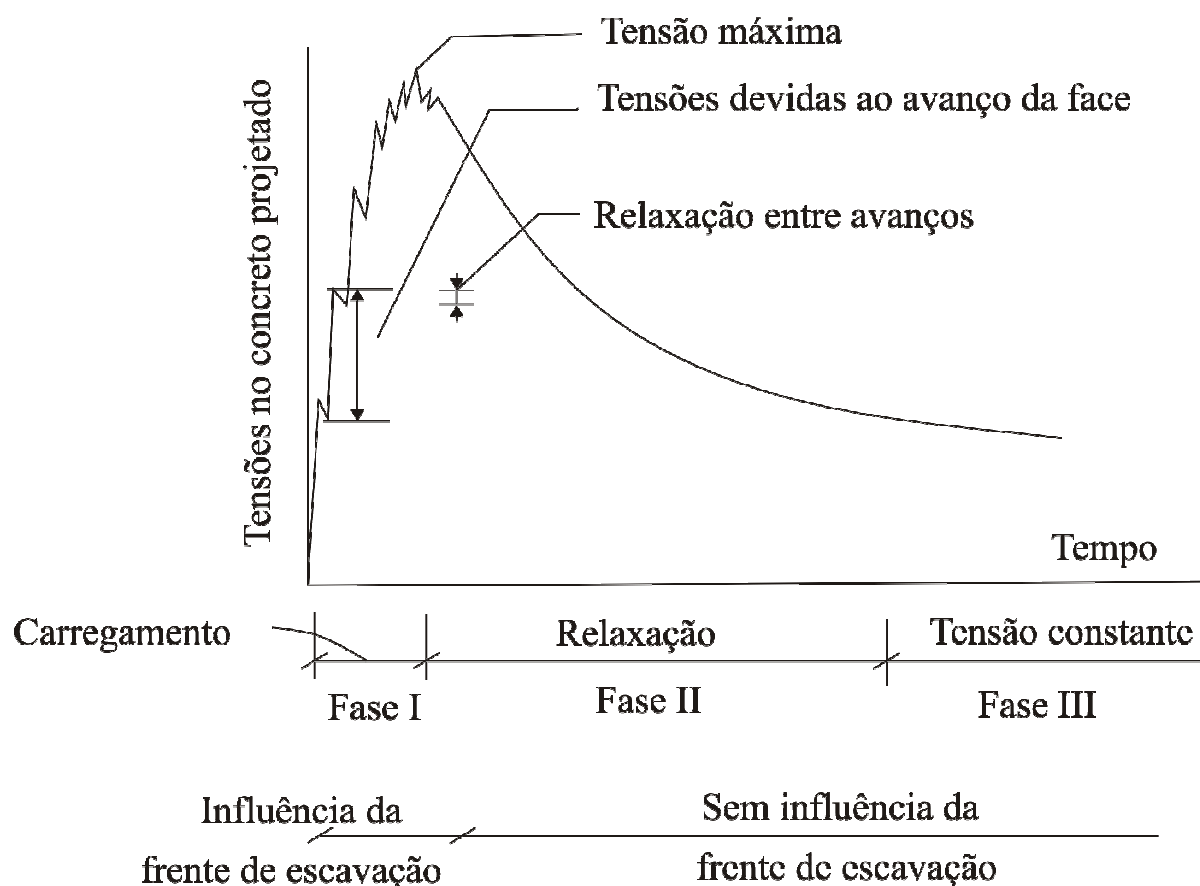


Figura 2.5 – Tensões atuantes sobre o suporte em concreto projetado em túneis escavados em NATM (Pottler em 1990a, 1990b e 1993, citado por Ferreira, 2003).

Da análise do gráfico da Fig. 2.5 constata-se que na Fase I do carregamento a resistência do concreto projetado, ainda jovem, é de importância decisiva.

Ferreira (2003) destaca também que a situação de relaxação é restrita aos maciços com comportamento não dependente do tempo.

Pan et al. em 1994, citados por Ferreira (2003), acrescentam que materiais compostos como o concreto projetado, podem apresentar plastificação quando sob ação de grandes deformações de compressão, resultando em ruptura progressiva. Os autores verificaram que a capacidade do suporte é função da deformação de plastificação e quanto menor o limite de deformação de plastificação, maior a convergência do túnel e, por conseqüência, menor a capacidade de carga do suporte.

Constata-se então que, além da evolução da resistência, o comportamento tensão-deformação do concreto projetado deve ser considerado em projetos de túneis uma vez que relaxação e

fluência podem vir a ocorrer em função dos diferentes históricos de carregamento decorrentes do comportamento do maciço.

Celestino et al. (1997) apresentam resultados de medições feitas em túneis do metropolitano de São Paulo, com resultados consistentes com outras medições efetuadas através de outras técnicas em outros túneis do mesmo metropolitano. Menciona também a existência de tensões de tração orientadas paralelamente ao eixo do túnel, provavelmente devidas à retração do concreto.

2.4 - MÉTODOS DE MEDIÇÕES DE TENSÕES *IN SITU*

Dentre todos os parâmetros que podem ser medidos em maciços rochosos as tensões *in situ* aparecem como o mais difícil de ser determinado, isto porque “é impossível medir diretamente as tensões, uma vez que, na realidade, elas são uma quantidade fictícia. Somente é possível deduzir as tensões que atuam em um corpo sólido a partir de resultados de medições obtidos a partir de métodos indiretos” (Leeman em 1990, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

Como as tensões podem ser representadas por um diádico (tensor cartesiano de segunda ordem), a determinação completa do campo de tensões *in situ* requer a determinação de, pelo menos, seis das componentes independentes desse diádico.

De um modo geral, todos os métodos de medição de tensões *in situ* baseiam-se na descontinuação da rocha, sendo a resposta a esta perturbação medida na forma de deformação, deslocamento ou pressão hidráulica e analisada mediante a adoção de aproximações acerca do modelo constitutivo do comportamento do maciço rochoso. O processo de perturbação é, em si mesmo, o fator mais importante na análise dos resultados.

Amadei & Stephansson (1997) destacam que o pré-requisito para a determinação de tensões *in situ* é que a resposta da rocha à perturbação gerada por uma escavação seja medida em regiões afastadas dos limites dessas escavações. Os autores sugerem que, para escavações subterrâneas, uma distância de pelo menos uma vez e meia a duas vezes o vão ou o diâmetro da abertura seja observada. Recomendam também que as medições sejam realizadas em locais afastados de heterogeneidades de monta na massa rochosa ou zonas de falha, a menos que

essas determinações sejam conduzidas com a finalidade precípua de determinar as perturbações no campo de tensões ocasionadas por essas feições geológicas.

Diversos fatores devem ser observados durante o planejamento de um programa de determinação de tensões *in situ* (Amadei & Stephansson, 1997):

- A geologia da área em questão e seus aspectos ambientais devem ser adequadamente estudados, incluindo a topografia, tipo litológico, estruturas geológicas, anisotropia, heterogeneidade e a possibilidade de ocorrência de altas tensões. Estes fatores são importantes uma vez que eles podem auxiliar, entre outras coisas, na seleção dos métodos mais adequados, na localização dos pontos de determinação e na interpretação dos resultados propriamente dita. Outros importantes fatores envolvidos no processo de decisão incluem a presença da água, temperatura da rocha e da água e a possível influência de condições externas;
- Os objetivos que deverão ser atingidos com as medições das tensões *in situ* devem ser claramente identificados e, em particular, como esses resultados serão integrados ao projeto. Isto afeta a seleção das técnicas de medição, a localização dos pontos de medição e a estimativa da quantidade de determinações a serem realizadas e seu posicionamento em relação à profundidade e direção;
- Equipamentos e pessoal necessário à execução das determinações devem ser avaliados;
- Acessos disponíveis e serviços auxiliares devem ser identificados;
- Orçamento e tempo disponível para a execução das determinações devem ser avaliados;
- Para um dado projeto, as tensões *in situ* podem ser determinadas por diversos métodos (diretos ou indiretos), no mesmo local ou em locais distintos. Este enfoque é altamente recomendado uma vez que provê consistência e confiabilidade às medições. Os dados obtidos através de cada método devem ser analisados separadamente, verificando-se a adequação das simplificações assumidas para cada um deles. Os dados obtidos através de diferentes métodos devem ser combinados para impor uma restrição mais rigorosa sobre os valores das tensões *in situ*. A combinação dos dados é também vital quando um limitado número de determinações realizadas através de distintos métodos está disponível. Ainda, as determinações de tensões *in situ* devem ser feitas em estágios, com um ou mais métodos. A idéia é usufruir dos melhores atributos dos diferentes métodos para cada projeto.

Nos últimos 40 anos várias técnicas para a determinação de tensões *in situ* foram desenvolvidas e aprimoradas. Estas técnicas podem ser divididas em seis grupos principais. A Tab. 2.3 apresenta estes métodos e os volumes de rocha envolvidos em cada um deles.

Tabela 2.3 – Métodos de medição de tensões *in situ* e volumes de rocha envolvidos em cada método (Amadei & Stephansson, 1997).

	Método	Volume (m ³)
Métodos Hidráulicos	Fratramento hidráulico	0,5 - 50
	Fratramento dilatométrico	10 ⁻²
	Ensaio de pressurização em fraturas pré-existent (HTPF)	1 - 10
Métodos de alívio de Tensões	Alívio de Tensões em Superfícies	1 - 2
	Subfuração	10 ⁻³
	Alívio de tensões em furos (sobrefuração, abertura de fendas, etc.)	10 ⁻³ - 10 ⁻²
	Alívio em grandes volumes de rocha (furos de grande diâmetro, técnicas de subescavação, etc.)	10 ² - 10 ³
Métodos do Cancelamento das Deformações /Deslocamentos	Almofadas planas	0,5 - 2
	Almofadas curvas	10 ⁻²
Métodos de Recuperação das Deformações	Recuperação de deformações anelásticas	10 ⁻³
	Análise da curva de deformação diferencial	10 ⁻⁴
Métodos Baseados na Ruptura de Paredes de Furos	Análise pelo calibrador e medidor de mergulho	10 ⁻² - 10 ²
	Análise de imagens de TV	10 ⁻² - 10 ²
Outros Métodos	Análise de estrias de fricção em espelhos de falhas	10 ⁸
	Mecanismos focais de sismos	10 ⁹
	Métodos indiretos (efeito Kaiser, etc.)	10 ⁻⁴ - 10 ⁻³
	Inclusões em rochas com comportamento dependente do tempo	10 ⁻² - 1
	Medições de tensões residuais	10 ⁻⁵ - 10 ⁻³

Nas páginas seguintes será apresentada uma visão geral desses métodos, com um resumo sobre suas vantagens e desvantagens.

2.4.1 - MÉTODOS HIDRÁULICOS

2.4.1.1 – MÉTODO DO FRATURAMENTO HIDRÁULICO

Dentre os três métodos hidráulicos o hidrofraturamento ou fraturamento hidráulico é, de longe, o mais empregado.

Fairhurst (1964) foi o primeiro a recomendá-lo como um método para a determinação de tensões *in situ* (Amadei & Stephansson, 1997). O método tem sido empregado em furos profundos e muito profundos, com testes realizados a profundidades de 6 a 9 km (Te Kamp, Rummel e Zoback em 1995, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Neste método, tanto a tensão vertical quanto a horizontal são admitidas como tensões principais e a tensão vertical é considerada como devida ao peso do recobrimento de rocha.

O fraturamento da rocha é obtido pelo bombeamento de água ou de lama de perfuração em um trecho do furo isolado por obturadores e a orientação da fratura assim induzida é obtida por meio de obturadores de impressão ou de imagens de TV obtidas da parede do furo.

A grande maioria das determinações de tensões *in situ* é possível quando fraturas verticais são formadas. Neste caso, a tensão horizontal menor é inferida da pressão de fechamento da fratura induzida (shut-in pressure).

A técnica do fraturamento hidráulico para a medição de tensões *in situ* em maciços rochosos encontra-se bem estabelecida desde longa data pelo que será aqui descrita de forma sumária.

O ensaio consiste em ciclos de pressurização e depressurização em trechos de furos de sondagem, de aproximadamente 0,70 m de comprimento, isolados por obturadores duplos, trechos estes previamente escolhidos de acordo com a localização das estruturas de interesse e ausência de fraturas.

Em geral são executados três ciclos de pressurização/depressurização, sob vazão aproximadamente constante, sendo que no primeiro ciclo, no trecho ascendente da

curva pressão x tempo, determina-se a pressão de fraturamento P_C (breakdown pressure), no segundo e terceiro ciclos são determinadas as pressões de reabertura da fratura P_r (fracture reopening pressure) na parte ascendente da curva pressão x tempo e a pressão de fechamento da fratura P_s (shut-in pressure) na parte correspondente ao decaimento da pressão com o tempo nesses ciclos quando se interrompe a injeção do fluido de pressurização.

P_s é o menor nível de tensão, durante o decaimento da pressão com o tempo, capaz de manter a hidrofratura aberta em oposição ao estado de tensões longínquo, servindo assim para a estimativa direta de S_h :

$$S_h = P_s \quad (2.5)$$

O quarto ciclo (steprate) consiste na aplicação de vazões aproximadamente constantes e em estágios crescentes. A Fig. 2.6 possibilita uma visualização da seqüência dos ciclos.

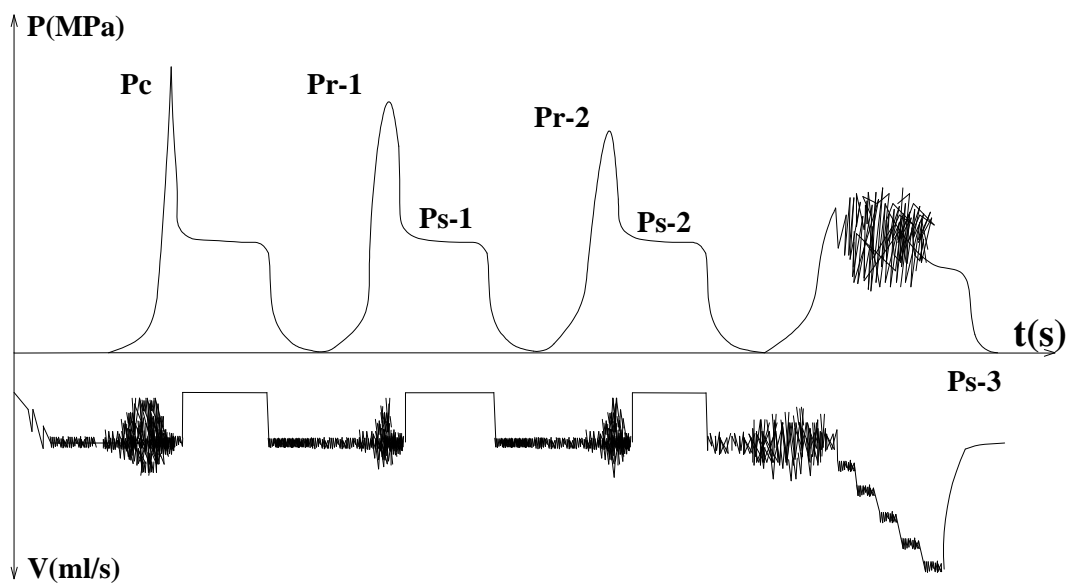


Figura 2.6 – Gráfico esquemático mostrando os ciclos de pressurização/despressurização versus tempo e os parâmetros obtidos (Guimarães et al., 2008).

A interpretação convencional dos resultados obtidos requer a admissão de que a rocha é impermeável ao fluido de pressurização, no caso, a água. Isto permite que o valor da tensão horizontal máxima S_H seja calculado a partir da solução de Kirsh para a distribuição das tensões em torno de furos circulares abertos em meios elásticos e do conceito de Terzaghi para as tensões efetivas, assim:

$$(S_H - u) = T + 3(S_h - u) - (P_c - u) \quad (2.6)$$

onde S_h é a tensão horizontal mínima, u é a poropressão, P_c é a pressão crítica (breakdown pressure) e T a resistência à tração da rocha (Haimson, 1988).

Diversos procedimentos têm sido propostos para a interpretação desses testes. A tensão horizontal maior é determinada a partir do registro pressão versus tempo, da concentração de tensões em torno de um furo circular em um meio isotrópico e do conhecimento da resistência à tração da rocha. Várias interpretações têm sido propostas com relação a qual valor de resistência à tração da rocha deve ser usado, o tipo de análise de tensões a ser utilizada para diferentes tipos de rocha, se pela solução de Kirsh ou pela mecânica da fratura, sobre o efeito da temperatura, fluidos de pressurização e a poroelasticidade. As duas tensões horizontais são determinadas pelo método se os testes são levados a cabo em furos verticais sem revestimento.

Em rochas salinas a execução dos testes exige equipamentos e cuidados especiais e em rochas muito porosas, a interpretação dos resultados pode ser difícil.

As determinações exigem trechos de furo contendo rocha intacta de cerca de 2 a 3 m, dependendo do tipo de equipamento utilizado, o que possibilita a realização de testes em formações sedimentares com espessura reduzida.

A aplicabilidade desses testes sob condições hostis tais como sob tensões elevadas e sob altas temperaturas (acima de 200° C), condições estas encontradas em furos muito profundos, é muito limitada em função da dificuldade encontrada para fraturar a rocha. Nestes casos, equipamentos especiais são utilizados, porém a rocha pode apresentar um comportamento não-linear e dúctil, podendo ocorrer ruptura da parede do furo.

2.4.1.2 - FRATURAMENTO DILATOMÉTRICO

Este método é similar ao fraturamento hidráulico exceto pelo fato de sua maior vantagem residir na não penetração do fluido de pressurização nos vazios da rocha sob fraturamento. Neste caso o fluido fica confinado dentro de uma membrana elástica de neoprene.

O método foi proposto originalmente por Stephansson em 1983, citado por Amadei & Stephansson (1997) e consiste na inserção do dispositivo no interior do furo, posicionando-o no trecho de ensaio e pressurizando a membrana. Como no método do fraturamento hidráulico convencional, a fratura se inicia na parede do furo quando a pressão de pressurização excede a resistência à tração do meio rochoso, fazendo com que a fratura se propague segundo uma direção perpendicular à direção da tensão horizontal menor. As tensões principais, máxima e mínima, definidas em um plano perpendicular ao eixo do furo vertical, são determinadas a partir da pressão de fraturamento (breakdown pressure) e das pressões de reabertura da fratura, simples ou dupla, induzida na parede do furo, utilizando-se a solução de Kirsh. A orientação da fratura é obtida por meio de obturadores de pressão ou de imagens de TV.

Até o momento que precede o início da fratura, o ensaio consiste essencialmente num ensaio dilatométrico utilizado para a determinação do módulo de deformação do maciço rochoso, estabelecendo-se para tanto um valor para o coeficiente de Poisson.

As técnicas dilatométricas mais difundidas são (Nunes, 1998):

- Método convencional de Stephansson (1983), conhecido também como pressiômetro CSM;
- Método “Rockmeter” ou “Fracmeter” de Charlez et al. (1986);
- Método “Serata Stress Meter” de Serata & Bellman (1983).

Nos dois últimos métodos são empregados medidores de deslocamentos vinculados à membrana do dilatômetro para determinar a orientação das fraturas uma vez que há um aumento dos deslocamentos na direção normal ao plano da fratura gerada.

A desvantagem deste método, quando comparado com o fraturamento hidráulico, é que a pressão de fraturamento não é bem definida, complicando assim a interpretação dos resultados de campo (Amadei & Stephansson, 1997). Outra limitação é que a fratura não se propaga para

longe da parede do furo, impedindo assim sua eventual horizontalização, o que impossibilita a verificação da magnitude da tensão vertical.

2.4.1.3 - ENSAIOS DE PRESSURIZAÇÃO EM FRATURAS PRÉ-EXISTENTES (HTPF)

Este método é o único método hidráulico para determinação de tensões *in situ* a grandes profundidades em que o furo não precisa ser considerado vertical e perpendicular às direções das componentes das tensões principais.

Originalmente o método foi proposto por Cornet, em 1986, consistindo na reabertura de fraturas existentes, com orientações conhecidas, isoladas em trechos de furos submetidos à pressurização (Amadei & Stephansson, 1997). Sob este aspecto, este método é o oposto ao do fraturamento hidráulico uma vez que neste último os trechos ensaiados devem ser constituídos por rocha íntegra.

A condução do ensaio é feita através da injeção de fluido sob baixas vazões de tal forma que a pressão do fluido contrabalance a tensão que atua normalmente ao plano da fratura. Esta pressurização é repetida para trechos do furo que contenham fraturas não paralelas às já testadas. Uma vez que a tensão normal ao plano da fratura depende de um mínimo de seis componentes do campo de tensões *in situ* e da orientação da fratura em relação a este campo, um sistema de seis equações pode ser criado para determinar as seis componentes das tensões *in situ*, sem fazer qualquer consideração em relação à orientação das tensões principais, nem em relação ao modelo constitutivo do comportamento da rocha.

O método é sensível às variações laterais e verticais do campo de tensões estabelecido no volume de rocha envolvido pelo ensaio, não requer a determinação da resistência à tração da rocha e é independente dos efeitos da poropressão.

A execução dos testes envolve a utilização de equipamentos idênticos aos utilizados no fraturamento hidráulico, contudo, especial atenção deve ser reservada à fratura em si mesma uma vez que esta deve ter uma dimensão na qual a distribuição da tensão normal possa ser considerada uniforme e uma geometria planar.

O método requer a execução de um grande número de testes em fratura com varias direções e mergulhos, em uma região em que o campo de tensões possa ser considerado contínuo. Por outro lado, o maciço rochoso não pode ser muito fraturado dado que as fraturas precisam ser isoladas para a realização dos testes.

Por fim, constata-se que o método não é adequado para determinações em formações rochosas heterogêneas, como maciços estratificados, mas apresenta bons resultados quando empregado em formações rochosas homogêneas (Burlet, Cornet e Feuga em 1989, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

2.4.2 - MÉTODOS DE ALÍVIO DE TENSÕES

Diversos tipos de métodos de alívio de tensões têm sido propostos desde 1930 (Amadei & Stephansson, 1997). Eles podem ser agrupados em três grandes grupos:

- Métodos que envolvem a medição de deformações ou deslocamentos em superfícies rochosas expostas em escavações em superfície ou subterrâneas;
- Métodos que usam instrumentos em furos;
- Métodos que envolvem a resposta de grandes volumes de rocha.

O conceito por trás desses métodos é isolar, total ou parcialmente, um volume de rocha do campo de tensões que atua na massa de rocha circundante e monitorar sua resposta a este estímulo, o que pode ser feito por diferentes métodos como a sobre ou subfuração em furos, abertura de fendas e subescavações.

Diferentemente do fraturamento hidráulico, as tensões não estão diretamente relacionadas com as pressões aplicadas, devendo ser inferidas a partir de deformações ou deslocamentos originados pelo alívio provocado pelo desconfinamento e medidos em amostras isoladas em furos ou na rocha circundante associada ao processo de alívio.

O sucesso na interpretação dos dados dependerá, em grande parte, da capacidade em:

- Estabelecer uma relação tensão-deformação (ou deslocamento) para a rocha;
- Da capacidade de determinar as propriedades do maciço rochoso a partir de amostras em laboratório;

- Dispor de instrumentação sensível a pequenas deformações ou deslocamentos.

Como é prática comum estabelecer uma relação entre deformações ou deslocamentos e as componentes das tensões *in situ* através de equações derivadas da teoria da elasticidade, estes métodos exigem trechos de furos e extensões de superfícies isentas de fraturas. Outras técnicas como a subescavação não padecem dessas limitações.

Estes métodos, originalmente desenvolvidos para rochas duras, têm sido testados para emprego em condições nem tanto ideais tais como rochas brandas (Ferraz & Armelin, 1981) e rochas evaporíticas. Nestes casos a taxa de sucesso tem variado amplamente.

Os métodos de alívio de tensões podem ser divididos em três classes principais:

Métodos de alívio de tensões em superfícies:

- Monitoramento das deformações superficiais de blocos de rocha isolados do maciço rochoso;
- Monitoramento das deformações de furos devidas à perfuração de furos paralelos;
- Perfuração de furos coaxiais ou sobrefuração.

Métodos de alívio em furos de sondagens:

- Sobrefuração com células pré-tensionadas;
- Sobrefuração com dispositivos do tipo Borehole Deformation Gauge do USBM;
- Sobrefuração com células coladas no fundo de furos como o doorstopper e discos fotoelásticos;
- Sobrefuração com células triaxiais do tipo CSIR;
- Sobrefuração com células triaxiais hemisféricas ou cônicas coladas ao fundo de furos;
- Sobrefuração com inclusões rígidas, sólidas ou ocas;
- Fraturamento, abertura de rasgos e aprofundamento de furos;
- Métodos holográficos;
- Subfuração em paredes de furos;
- Corte de fendas em furos.

Métodos de alívio em grandes volumes de rocha:

- Método baseado em perfurações de grande diâmetro;
- Retroanálise;
- Técnicas de subescavação.

2.4.2.1 - ALÍVIO DE TENSÕES EM SUPERFÍCIES

O alívio de tensões em superfícies de rocha foi a primeira técnica utilizada para a determinação de tensões *in situ* em paredes de escavações subterrâneas, quando estas superfícies eram então instrumentadas com relógios comparadores ou pinos. Assim, a resposta da rocha ao alívio provocado pelo corte ou pela perfuração era obtida registrando-se as leituras dos relógios ou pinos antes e depois do processo de alívio.

Estes métodos sofrem de diversas limitações. Em primeiro lugar o desempenho dos relógios comparadores ou pinos pode ser afetado pela umidade ou pela poeira. Segundo, as deformações ou deslocamentos são medidos em uma superfície de rocha que pode ter sido perturbada, ou danificada, pelo intemperismo ou pelo próprio processo de escavação. E, finalmente, fatores de concentração de tensões têm que ser admitidos de forma estabelecer uma relação entre as tensões medidas no local, ou seja, nas paredes da escavação, e aquelas correspondentes ao campo de tensões situado fora da zona de influência da escavação (Amadei & Stephansson, 1997). Estas limitações conduziram ao desenvolvimento de dispositivos e técnicas para serem utilizados em furos de sondagem, em pontos afastados das zonas de influência das escavações.

2.4.2.2 - MÉTODOS DE ALÍVIO DE TENSÕES EM FUROS DE SONDAJENS

Estes métodos que utilizam instrumentos em furos são conhecidos por métodos de sobrefuração e são, indubitavelmente, dentre os métodos de alívio de tensões, os mais amplamente usados. Eles podem ser classificados como métodos de alívio total das tensões.

Os passos básicos para a execução das determinações através deste método são:

- Perfuração de um furo com o diâmetro variando entre 60 e 200 mm até a profundidade de ensaio como mostrado na Fig. 2.7a, garantindo-se que o ponto de interesse esteja situado fora da zona de influência da escavação, ou seja, a uma distância equivalente a cerca de 1,5 a 2,0 vezes o vão ou o diâmetro da abertura. O diâmetro do furo pode variar bastante de acordo com o método de sobrefuração adotado e com o local em que os ensaios são realizados. Assim, nos Estados Unidos, Canadá e Reino Unido os investigadores preferem utilizar furos com 150 mm de diâmetro. Já na Suécia e Noruega os diâmetros de 76 e 88

mm são preferidos e no Japão são utilizados furos com diâmetro de 220 mm (Amadei & Stephansson, 1997). Lang, Thompson e Ng em 1986, citados por Amadei & Stephansson (1997), consideram que furos com diâmetros maiores são vantajosos, por propiciarem um menor número de quebras em rochas brandas, pelo menor efeito sobre os resultados do calor gerado pela sobrefuração e pelas heterogeneidades de menor escala. Por outro lado, furos com diâmetros menores são mais econômicos e possibilitam a execução de um maior número de testes;

- Num segundo passo Fig. 2.7b, um furo piloto, usualmente em diâmetro EW (38 mm), é perfurado a partir do fundo do furo com maior diâmetro. Os dois furos deverão apresentar a maior concentricidade possível, o que, por vezes, exige o aplainamento do fundo do furo maior, de forma a centralizar o furo menor. As amostras extraídas do furo menor possibilitam a inspeção da qualidade da rocha no trecho em questão, auxiliando na decisão sobre o posicionamento do dispositivo de medição. Em alguns casos essas amostras são utilizadas para a obtenção das constantes elásticas da rocha. Os furos piloto devem ter comprimento suficiente para permitirem que os efeitos de suas extremidades sobre as determinações possam ser negligenciados. Assim, o comprimento dos furos piloto oscila entre 300 a 500 mm. Neste estágio, um dispositivo capaz de medir pequenas deformações e pequenos deslocamentos é introduzido e fixado no furo piloto. O dispositivo também poderá ser fixado no fundo plano do furo, como é o caso do Doorstopper, dispensando-se assim a perfuração do furo piloto, mas exigindo uma cuidadosa preparação do fundo do furo;
- O último passo a ser seguido é a execução da perfuração do furo de grande diâmetro (Fig. 2.7c), quando se obtém o alívio das tensões em torno do cilindro de rocha oco assim formado.

Variações nas deformações ou nos deslocamentos são registradas enquanto a sobrefuração avança além do plano das medições. Após a sobrefuração o cilindro de rocha oco, contendo o dispositivo de medição, é recuperado e testado em câmara biaxial para determinação das propriedades elásticas da rocha.

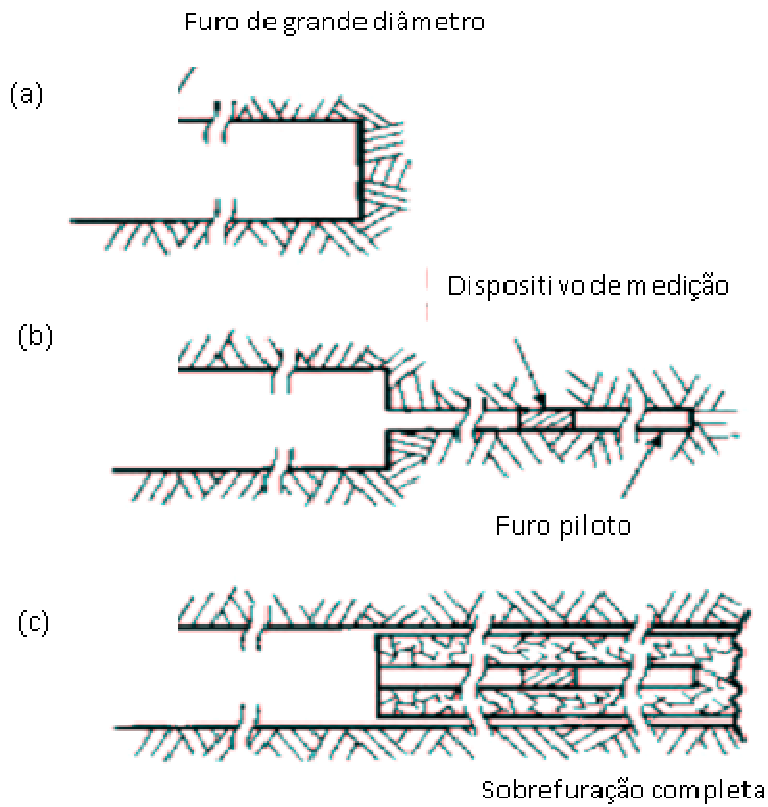


Figura 2.7 - Etapas do processo de sobrefuração (Amadei e Stephansson, 1997).

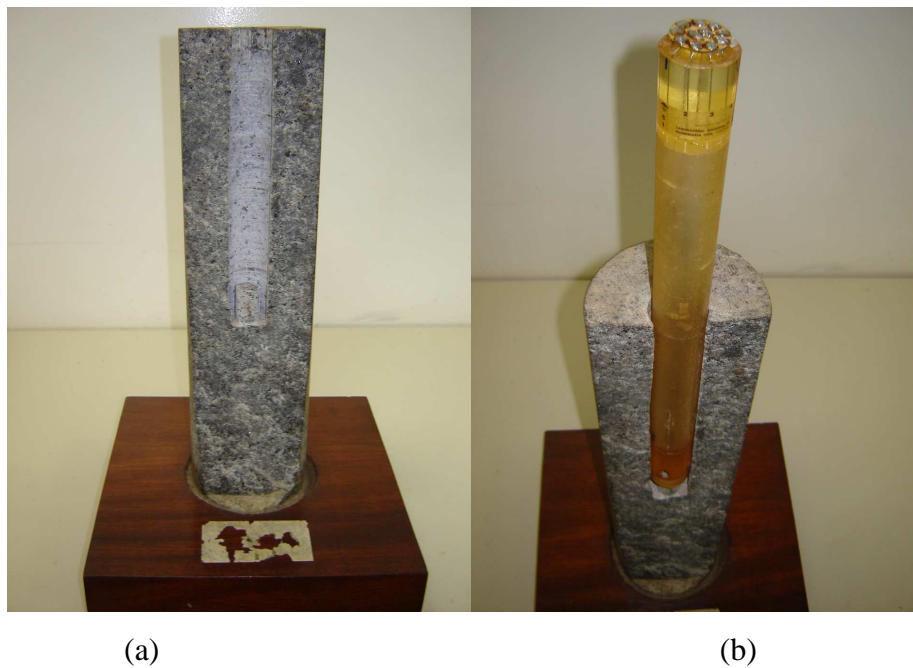


Figura 2.8 – Visualização do processo de sobrefuração: a) furo piloto aberto; b) célula triaxial posicionada. (Fonte: FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.)

Essas propriedades também podem ser obtidas através de ensaios de compressão uniaxial nos cilindros de rocha ou, por ensaios de compressão uniaxial em amostras de rocha similares à extraída do trecho onde foi conduzida a determinação e, submetidas às mesmas condições de confinamento *in situ*. Testes dilatométricos também podem ser utilizados, desde que executados nas vizinhanças do trecho onde foram determinadas as tensões *in situ*, de forma a evitar diferenças significativas entre as amostras de rocha. Helal & Schwartzmann (1983) citados por Amadei & Stephansson (1997), também mencionam a possibilidade de se utilizar almofadas curvas em torno do cilindro de rocha de forma a aplicar a pressão de confinamento.

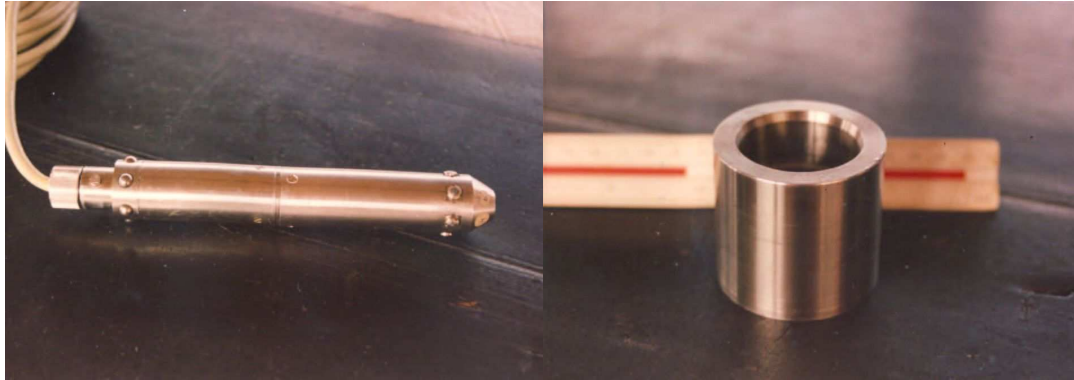
Diversos dispositivos foram desenvolvidos para a utilização em operações de sobrefuração em furos de sondagens, com muitos deles experimentando melhorias até os dias atuais.

Dentre os dispositivos mais empregados pode-se citar o *Borehole Deformation Gage* (Figura 2.9), do *United States Bureau of Mines*, apresentado originalmente por Merrill, em 1967 (Amadei & Stephansson, 1997). Este dispositivo se adapta a furos piloto EW (38 mm), sendo a operação de sobrefuração realizada com diâmetro de 150 mm. As deformações da parede do furo são medidas segundo três diâmetros dispostos em ângulos de 60°, um em relação ao outro, e dispostos num plano normal ao eixo do furo EW. O BDG, como é costumeiramente designado, é utilizado, em geral, até profundidades de 30 m, embora algumas medições tenham sido realizadas a profundidades de 70 m em furos verticais.

As vantagens que o BDG apresenta são:

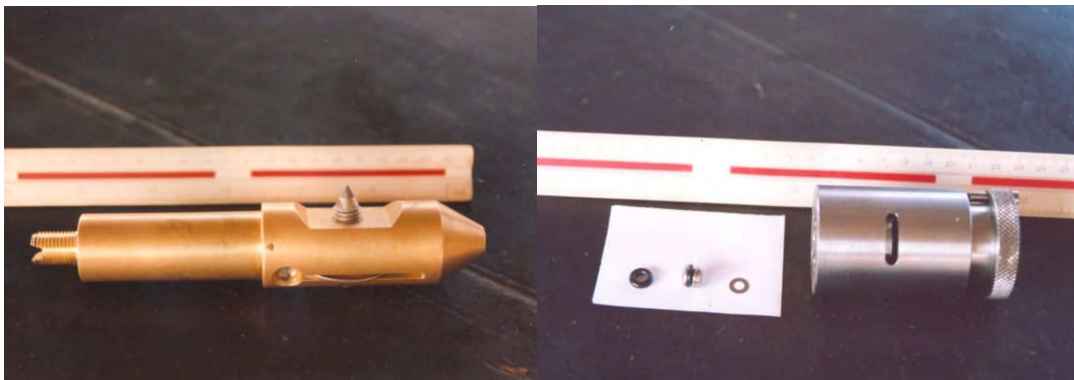
- O dispositivo é recuperável e reutilizável;
- Não há o emprego de cimento ou resina para a fixação do dispositivo, o que possibilita sua utilização em furos inundados;
- O dispositivo tem sido utilizado durante um longo período de tempo, com sucesso comprovado no campo;
- É projetado para possibilitar um monitoramento contínuo durante a sobrefuração;
- Não afeta essencialmente as tensões instaladas na rocha;
- O processo de instalação permite que seja instalado sucessivamente dentro do furo;
- Diversos ensaios podem ser realizados em um período curto de tempo;

- O dispositivo é pouco afetado por variações de temperatura da rocha ou do líquido de circulação uma vez que é configurado em ponte completa;
- Pode ser regularmente calibrado, garantindo a acurácia.



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura 2.9 - Fotos do *Borehole Deformation Gage*: a) o instrumento propriamente dito; b) calibrador; c) marcador de referência para orientação; d) calibrador das lâminas com extensômetros elétricos. (Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo)

A taxa de sucesso em medições conduzidas com o auxílio do BDG tem sido de 80% para rochas de boa qualidade e, de 5% para rochas submetidas a altas tensões (Cai em 1990, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

As maiores desvantagens do BDG são:

- Requer um comprimento mínimo de 300 mm de rocha intacta;
- Pode ser danificado em interrupção da operação de sobrefuração;

- São necessários três furos não paralelos para a completa determinação das tensões *in situ*;
- A resposta do dispositivo depende em grande parte do contato com os botões de apoio;
- Há necessidade de calibrações antes e depois da instalação;
- Os pontos de apoio na parede do furo podem ser afetados por descontinuidades heterogeneidades e pelo tamanho do grão da rocha.

Outro dispositivo é a célula de Bonnechère (1971), desenvolvida na Universidade de Liège, foi projetada para medir, de forma contínua, tanto o deslocamento longitudinal quanto o diametral do furo durante a operação de sobrefuração. A célula se adapta a furos piloto com diâmetro de 76 mm e, embora tenha sido usada em poucas determinações, tem potencial para determinar o estado de tensões completo em um único furo através da medição de deslocamentos somente. Uma das vantagens desta célula é ser integralmente recuperável.

A célula de Kanagawa e co-idealizadores (Sugawara & Obara, 1993) é utilizada em furos piloto com 48 mm de diâmetro. O dispositivo permite a determinação do estado de tensões completo em um único furo de sondagem. Sua configuração apresenta quatro sensores diagonais e quatro diametrais e a operação de sobrefuração é realizada com diâmetro variando de 180 a 218 mm. Embora pouca informação sobre esta célula esteja disponível fora do Japão, os autores mencionam que calibrações especiais são necessárias para converter os dados relativos às medidas diametrais e diagonais em tensões.

Já o *CSIR Doorstopper* difere ligeiramente dos demais métodos de sobrefuração, pois nele não há a abertura de um furo piloto e sim a continuidade da perfuração em seu diâmetro usual. Desenvolvida por Leeman (1964) e pelo *Council for Scientific and Industrial Research*, África do Sul, este dispositivo tem 35 mm de diâmetro e opera em furos BW (60 mm de diâmetro) ou em furos NW (76 mm de diâmetro). Na base do instrumento uma roseta de três ou quatro extensômetros elétricos dispostos a 45° é colada a um suporte circular. Os terminais dos extensômetros elétricos são conectados a quatro ou cinco pinos de um conector isolado. Tanto o suporte dos extensômetros quanto o conector são moldados em um invólucro de borracha que funciona como proteção contra água e poeira. O conector é posicionado em uma ferramenta de instalação que, por sua vez, é conectada a um condicionador/indicador de sinais de leitura das deformações. A célula é introduzida no furo, comprimida e colada à superfície regularizada do fundo do furo. As deformações são lidas antes e durante a sobrefuração.

Conhecendo-se as propriedades elásticas da rocha, as tensões que atuam no plano que contém o fundo do furo podem ser determinadas.

Modificações introduzidas nesta célula possibilitam a sua utilização em furos que contêm água, permitindo um monitoramento contínuo do alívio, o que não era possível no modelo original.

As principais vantagens do CSIR Doorstopper é que ele requer um comprimento de sobrefuração bastante curto e pode ser utilizado em furos com pequeno diâmetro (Amadei & Stephansson, 1997).

As desvantagens encontradas no uso do Doorstopper são (Amadei & Stephansson, 1997):

- O fundo do furo deve ser plano e liso;
- Podem surgir problemas com a colagem, embora novas resinas permitam reduzir esta desvantagem;
- São necessários três furos não paralelos entre si para a completa determinação do estado de tensões;
- O tempo de cura da resina pode variar entre 1 a 20 horas, dependendo da resina utilizada e das condições do furo;
- O modelo original da célula não permite o monitoramento contínuo do alívio das tensões.

Outro dispositivo sul-africano é a Célula triaxial CSIR. Esta célula foi proposta originalmente em 1966 por Leeman e Hayes e desenvolvida pelo grupo de pesquisa do *Council for Scientific and Industrial Research*, África do Sul. Desde então, tem experimentado diversas modificações, em particular com relação ao número e posicionamento dos extensômetros elétricos. A Figura 2.10 mostra duas vistas da célula que opera em furos EW, não interferindo com rigidez própria, uma vez que apenas as rosetas de extensômetros são coladas à parede do furo. No modelo original apenas as leituras anteriores e posteriores à sobrefuração podiam ser obtidas, porém modificações introduzidas possibilitam um monitoramento contínuo durante a sobrefuração (Thompson, Lang e Snider em 1986 e Gill et al. em 1987, citados por Amadei & Stephansson, 1997). Nesta modificação foi também contemplada a substituição do extensômetro elétrico que atuava como compensador térmico por um termistor que permite o monitoramento das variações de temperatura durante a sobrefuração na interface entre a

célula e a rocha. A célula é autocompensada em relação às variações de temperatura uma vez que a configuração das ligações dos extensômetros elétricos é em ponte completa no modelo mais recente.

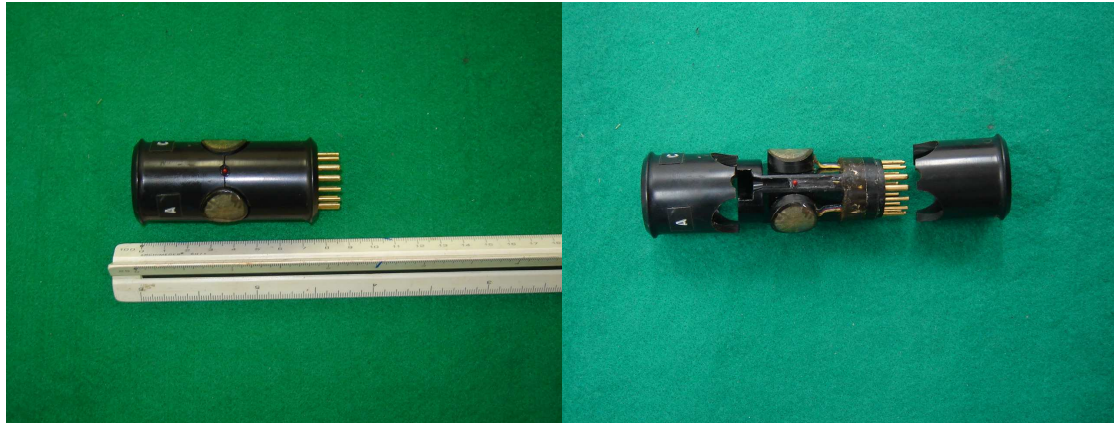


Figura 2.10 – Célula triaxial CSIR com visualização de seu interior na foto à direita (Fonte: ROCTEST).

As medições levadas a cabo com esta célula atingiram distâncias de 30 a 50 m das faces de escavação. Para evitar problemas com a água contida nos furos, estes são perfurados de forma levemente ascendente, mergulhando no sentido da escavação.

Testes conduzidos em laboratório por Cai em 1990, citado por Amadei & Stephansson (1997), mostraram que a célula triaxial CSIR tem desempenho satisfatório e confiável quando utilizada em maciços isotrópicos e homogêneos e desempenho apenas aceitável quando utilizada em rochas moderadamente heterogêneas e com granulação média. Em maciços estratificados o desempenho da célula pode ser afetado pela localização dos extensômetros elétricos em relação às camadas e também por possíveis fissuras uma vez que os extensômetros elétricos são colados diretamente na rocha, proporcionando assim apenas medidas pontuais.

A principal vantagem da célula triaxial CSIR reside no fato de que ela determina o estado de tensões completo, utilizando apenas um furo de sondagem. Já as principais desvantagens são (Amadei & Stephansson, 1997):

- A célula requer que as paredes dos furos sejam perfeitamente limpas;
- O modelo original da célula não possibilita o monitoramento contínuo do alívio durante a sobrefuração;

- A célula não é recuperável a menos que se utilize o método de recuperação proposto por Cai & Blackwood (1991);
- O tempo necessário à cura da resina varia de 1 a 10 h, dependendo do tipo de resina e das condições do furo;
- É necessária a perfuração de furos profundos, que podem ser de difícil execução em rochas brandas ou estratificadas e também em maciços submetidos a altas tensões.

Outra célula é a CSIRO HI que foi desenvolvida no início dos anos 70 pelo *Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization*, Austrália, e primeiramente relatada por Worotnicki e Walton em 1976. Assim como as células anteriormente descritas, esta também passou por diversas modificações, preservando, contudo, suas características básicas.

Esta célula também opera em furos EW, consistindo de um tubo de epóxi com paredes delgadas com cerca de 2 mm de espessura e três rosetas de extensômetros elétricos, contendo três extensômetros cada um, dispostas a 120° na parede do tubo. Mais recentemente uma versão com parede ainda mais delgada, foi desenvolvida pelos seus idealizadores para a medição de tensões *in situ* em rochas brandas (Worotnicki e Walton em 1986, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Uma das maiores diferenças entre a célula CSIRO HI e a célula triaxial CSIR, assim como no BDG do USBM, é que a célula fica permanentemente acoplada ao cabo de transferência de dados, possibilitando o monitoramento do alívio concomitantemente ao processo de sobrefuração que é executado, geralmente, com diâmetro de 150 mm.

A célula dispõe também de um termistor para medir as variações de temperatura durante a operação de sobrefuração. A profundidade de instalação da célula é, geralmente, de 30 m. Segundo Amadei & Stephansson (1997), a principal vantagem desta célula é que ela possibilita a determinação do estado de tensões completo a partir de um único furo de sondagem, com o monitoramento contínuo do alívio durante o processo de sobrefuração.

A célula CSIRO HI tem sido empregada com sucesso particularmente em rochas isotrópicas e submetidas a temperaturas na faixa de 15 a 40°C e com relativo sucesso em rochas submetidas a temperaturas variando no intervalo de < 10°C e > 40°C. Com relação à textura

da rocha, resultados consistentes foram obtidos em rochas com grãos com dimensão até 4 a 5 mm (Worotnicki em 1993, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

Finalmente, como a célula é colada à parede do furo piloto, isto faz com que a rocha se mantenha íntegra, particularmente no caso de rochas estratificadas, o que não é o caso do BDG do USBM.

Ainda segundo Amadei & Stephansson (1997), as desvantagens da célula CSIRO HI são:

- O custo da célula, cerca de três vezes o da célula triaxial CSIR;
- Requer longos trechos de rocha intacta o que pode ser difícil de encontrar em rochas brandas, estratificadas ou submetidas a elevados níveis de tensão;
- A célula está configurada em um quarto de ponte, o que requer correções para as variações de temperatura;
- Até recentemente a célula não era recuperável;
- Longos períodos de até 10 a 20 horas são necessários para a cura da resina epóxi, cura esta bastante difícil em ambientes úmidos e frios ademais, sob temperaturas inferiores a 10°C, pode ocorrer o amolecimento da resina na interface célula-rocha devido a pequenos aumentos da temperatura, originando plastificações ao longo da interface que podem resultar em elevadas tensões principais paralelas ao eixo do furo após a análise dos dados ou até mesmo ocasionar o descolamento.

Outro dispositivo é a célula SSPB, desenvolvida pelo *Swedish State Power Board*, Suécia, esta célula permite a determinação do estado de tensão tridimensional mediante um único ensaio em furo de sondagem. A célula possui três rosetas, dispostas a 120° em uma circunferência com 39 cm de diâmetro, com três extensômetros elétricos cada. Os extensômetros são sustentados por barras flexíveis e um sistema expelle a resina e posiciona as barras automaticamente quando a célula é posicionada no furo. Em seu modelo mais recente, aperfeiçoado por Christiansson et al. (1989), possibilita o monitoramento contínuo das deformações induzidas pela sobrefuração executada com diâmetro de 76 mm (Nunes, 1998).

Outra célula é a LUH, que foi desenvolvida na Universidade de Tecnologia de Lulea por Leijon (1983) e Leijon & Stillborg (1986). Assemelha-se à célula CSIR, excetuando pelo fato de que cada um dos três atuadores pneumáticos possui duas rosetas, cada uma com dois

extensômetros elétricos. A célula opera em furos piloto com 38 mm de diâmetro e a sobrefuração é executada com diâmetro de 72 mm. Os extensômetros elétricos são colados diretamente à parede de rocha do furo e a célula não permite o monitoramento contínuo das deformações de alívio durante a operação de sobrefuração (Nunes, 1998).

Uma importante célula é aquela desenvolvida Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, pois no Brasil e em Portugal diversas determinações de tensões *in situ* foram realizadas utilizando esta célula triaxial.

Desde os anos 60, reconhecendo a importância da determinação do estado de tensões dos maciços rochosos e as técnicas que então surgiam, o LNEC desenvolveu modelos de células triaxiais para estas determinações. Estas células têm recebido o nome genérico de *Stress Tensor Tube* ou simplesmente STT.

O primeiro modelo, maciço, com os extensômetros elétricos dispostos segundo planos verticais, horizontais e inclinados tinham os centros desses extensômetros situados sobre o eixo longitudinal da célula. Incluía também um extensômetro compensador das variações de temperatura (Rocha, 1968). Esta célula, assim como as que lhe sucederam, operava em furos EW.

Este modelo, em função da sua rigidez e da dificuldade de montagem foi abandonado e substituído por um cilindro oco, com 2 mm de espessura de parede, contendo três rosetas de extensômetros com 8 mm de base de medida, embutidos à meia espessura da parede da célula e distribuídos como mostra a Figura 2.11.

Apesar de ser de fácil montagem este modelo foi abandonado uma vez que os extensômetros não formavam, na realidade rosetas devido aos ângulos que cada um deles fazia em relação ao centro da célula. Além disso, continha três extensômetros paralelos ao eixo do cilindro, redundância esta que reduzia a sete o número de direções das medidas, fazendo com que apenas uma das direções restantes pudesse ser eliminada por alguma deficiência de ensaio tornando ainda possível a determinação do estado de tensões completo com uma única determinação (Pinto, 1990).

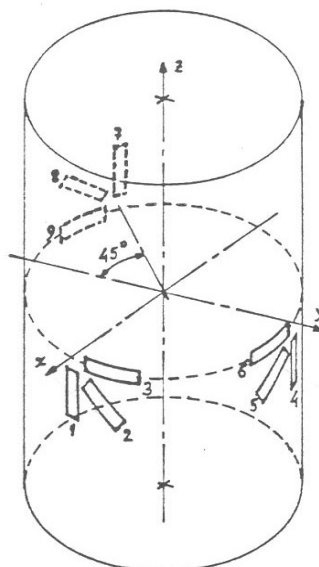


Figura 2.11 – Modelo de célula triaxial do LNEC que originou o modelo posterior mostrado na Fig. 2.12 (Pinto, 1990).

O modelo seguinte, Fig. 2.12, era formado por três rosetas de extensômetros dispostos a 45° , com os extensômetros de cada roseta tendo seu centro sobre uma mesma geratriz. Apesar da melhoria introduzida, os extensômetros ainda não se dispunham segundo uma roseta verdadeira, alinhando-se segundo verticais correspondentes, cada uma delas, a uma geratriz (Pinto, 1990).

Este modelo serviu de referência para um dos desenvolvimentos de que trata este estudo.

O modelo atualmente utilizado pelo LNEC tem os extensômetros, em número de 10, dispostos segundo os 10 eixos de simetria de terceira ordem do dodecaedro ou do icosaedro, não tendo nenhum extensômetro paralelo ao eixo da célula, Fig. 2.13. Esta disposição permite, com o funcionamento de seis extensômetros quaisquer, a determinação do estado de tensões completo, em torno do ponto em estudo, com uma amostragem mais equilibrada deste estado de tensões. A célula foi também reduzida em seu comprimento, com a parte oca tendo 200 mm, com um comprimento total quando montada de 350 mm, o que torna a operação de sobrefuração mais rápida e com maior chance de sucesso. Neste modelo de célula a resina epóxi vem alojada no interior da própria célula, sendo expelida pela pressão exercida em um êmbolo que a faz sair por quatro furos situados na extremidade inferior da célula (Pinto, 1990).

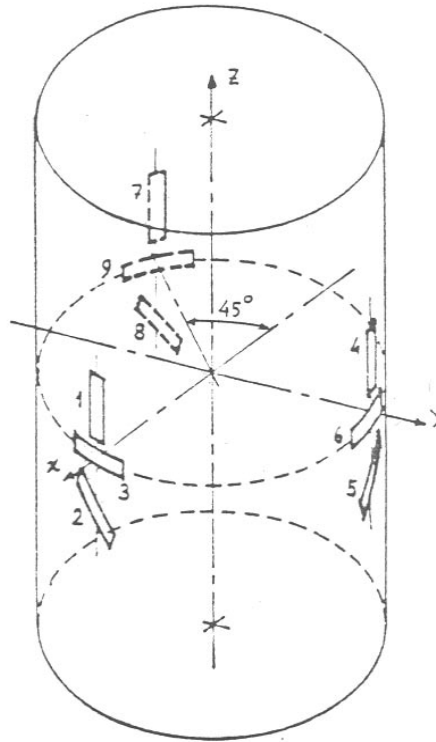


Figura 2.12 - Modelo de célula triaxial do LNEC utilizado como referência no desenvolvimento da célula de que trata este estudo (Pinto, 1990).

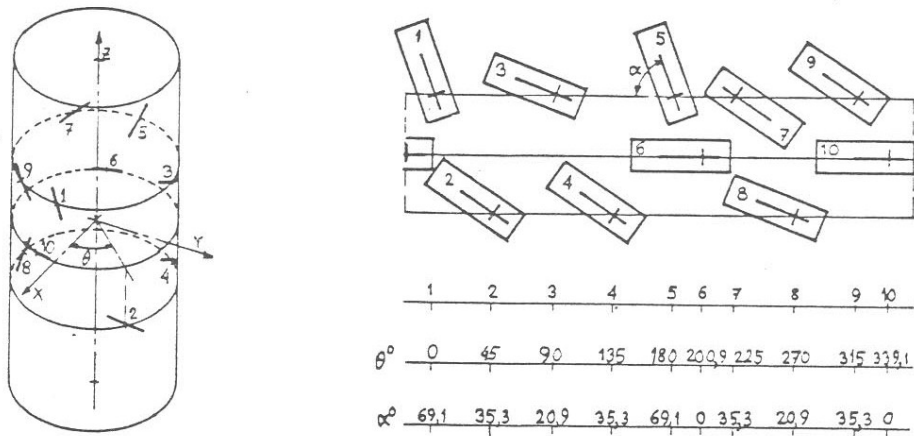


Figura 2.13 – Arranjo esquemático de célula triaxial utilizada atualmente pelo LNEC com a disposição dos extensômetros de resistência. (Pinto, 1990).

Para a obtenção das propriedades elásticas das rochas cujo estado de tensões foi determinado pelas células anteriormente descritas há a necessidade do emprego de câmaras biaxiais.

O teste foi sugerido pela primeira vez por Fitzpatrick, em 1962, e tem como principal objetivo determinar a deformabilidade da rocha, em particular durante o descarregamento. Pode ser usado também para a verificação da anisotropia e heterogeneidade devidas ao tamanho dos grãos e a excentricidade dos furos. Adicionalmente pode servir para a verificação da resposta da rocha a ciclos de carregamento e descarregamento e o quão a rocha pode ou não, ser tratada como linearmente elástica dentro da faixa de tensões *in situ* esperada. O monitoramento das deformações ou deslocamentos da amostra da sobrefuração pode ajudar na identificação da magnitude e taxa de evolução da fluência da rocha (Amadei et al., 1997). A Fig. 2.14 apresenta um esquema de uma câmara biaxial com a amostra já na condição de ensaio e o dispositivo de aquisição dos dados.

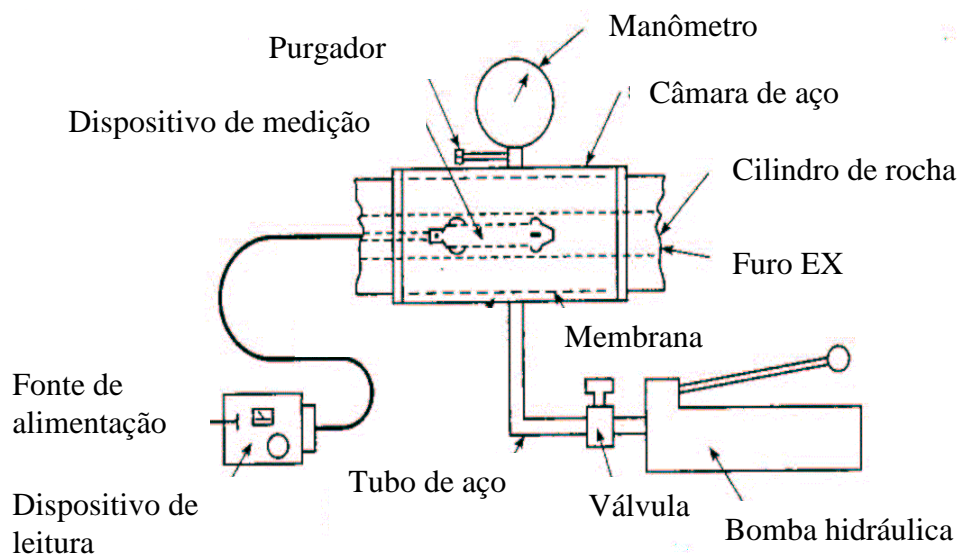


Figura 2.14 - Esquema de câmara biaxial para a obtenção das propriedades elásticas da rocha (Amadei et al., 1997).

A obtenção das propriedades elásticas a partir dos ensaios em câmara biaxial encontra algumas dificuldades, pois o estado de tensões aplicado pela câmara difere daquele existente no maciço devido a uma parcela de esforços de tração que surge devido à seção em forma de coroa circular exposta pelos anéis de vedação e submetidas à pressão interna da câmara, efeito

que aparece, de forma inevitável no ensaio “pinching-off”, ocasionando a ruptura das amostras por fraturas de tração que ocorrem junto aos anéis de vedação (Jaeger e Cook em 1976, citados por Tranter & Craggs, 1945), porém indesejado no caso da determinação das propriedades elásticas da rocha em câmara biaxial. Uma alternativa seria o emprego de uma câmara baseada no modelo da câmara triaxial de Hoek, com dimensões suficientes para alojar todo o cilindro de rocha com a célula triaxial solidarizada em seu interior e efetuar ensaios triaxiais para a verificação das deformações acusadas pela célula triaxial.

As deformações ou deslocamentos medidos durante os ensaios biaxiais são interpretados considerando-se as propriedades elásticas da rocha, incluindo-se aqui a sobrefuração, com base em soluções da teoria da elasticidade para o caso de deformações ou deslocamentos no interior de um cilindro oco submetido a uma pressão externa axissimétrica.

Outra técnica para a medição das tensões *in situ* foi desenvolvida na Universidade James Cook, Austrália, pelo grupo de pesquisa de Bock nos anos 80 (Nunes, 1998). O dispositivo projetado para a abertura de fendas em furos de sondagem, denominado “borehole slotter”, opera em furos com diâmetros variando entre 95 e 103 mm. As tensões são aliviadas localmente pelo corte de fendas em forma de meia lua na parede do furo com o auxílio de uma serra pneumática. Cada fenda tem uma largura de 1 mm e profundidade de 25 mm. Antes, durante e após o corte, as deformações tangenciais são medidas nas vizinhanças da fenda, segundo um arco de 15°, por meio de um sensor de deformação de contato que é parte integrante do dispositivo. As deformações são convertidas em tensões usando a teoria da elasticidade linear e as soluções de Kirsh para tensões e deformações em torno de aberturas circulares. Um mínimo de três fendas, longitudinais em relação ao furo e geralmente dispostas a 120°, são necessárias à determinação das tensões no plano perpendicular ao eixo da perfuração.

Este dispositivo apresenta diversas vantagens uma vez que o método possibilita a realização de medições de forma rápida, o instrumento é integralmente recuperável e autossuficiente e propicia o monitoramento contínuo das deformações durante a operação de corte. Através do corte adicional de mais fendas, além das três necessárias, se obtém dados redundantes.

Por outro lado, algumas limitações são características do dispositivo (Amadei & Stephansson, 1997):

- O instrumento foi testado apenas em pequenas profundidades, geralmente menores que 30 m;
- O furo deve estar seco;
- A tensão paralela ao eixo do furo deve ser assumida, uma vez que as deformações tangenciais ao longo da parede do furo dependem de quatro componentes de tensão para o caso isotrópico, três delas no plano normal ao eixo do furo e uma paralela a este eixo.

Em geral observa-se uma boa concordância entre as medições efetuadas com este dispositivo e aquelas conduzidas com outras técnicas, o que faz crer que é um dispositivo promissor para a determinação de tensões *in situ* (Amadei & Stephansson, 1997).

O método do alívio de tensões através da abertura de um furo central, também denominado subfuração, foi o primeiro proposto por Duwall em 1974 (Amadei & Stephansson, 1997). A idéia é monitorar os deslocamentos radiais de pontos localizados em torno do furo central à medida que o furo vai sendo perfurado. O procedimento para a execução das medições consiste, num primeiro passo, em fixar na superfície da rocha seis pinos dispostos a 60° sobre um círculo com diâmetro de 254 mm, utilizando-se para tanto de um gabarito metálico. Após a fixação, a distância entre pinos diametralmente opostos é medida e em seqüência um furo com diâmetro de 152 mm é perfurado no centro do arranjo dos pinos. A distância entre pinos diametralmente opostos é novamente medida. Através das três medidas, determina-se a magnitude e orientação da tensão principal secundária que atua na superfície rochosa. Os deslocamentos são medidos com acurácia de 0,001 mm.

Celestino et al. (1997) empregaram este método para medir tensões em concreto projetado usado como suporte em túneis da cidade de São Paulo.

A interpretação dos dados obtidos através de medições utilizando a técnica da sobrefuração e as células anteriormente descritas é efetuada com base em algumas premissas (Amadei & Stephansson, 1997):

- As tensões que são aliviadas durante a sobrefuração são iguais às existentes no maciço previamente a esta operação. Recordando as etapas para a execução da sobrefuração mostradas na Fig. 2.6, verifica-se que o processo pode ser entendido como um processo de cancelamento das componentes da tensão inicial que atuava sobre a superfície cilíndrica de

rocha. Assim, a sobrefuração é equivalente à adição de uma tensão de tração de igual magnitude, porém com sinal oposto àquele da tensão que atuava na superfície do cilindro de rocha antes da sobrefuração;

- O diâmetro da sobrefuração não influencia as medições. A análise dos deslocamentos e deformações gerados durante a sobrefuração depende, em grande parte, do tipo de dispositivo utilizado nessas medições. Se o dispositivo em contato com a rocha não interfere nas deformações dessa rocha durante a sobrefuração, a amostra resultante estará completamente livre de tensões e deformações ao final da sobrefuração (alívio total). Isto é verdadeiro, independentemente do tamanho e forma da amostra. O processo de sobrefuração libera deformações, deslocamentos e tensões devidas não apenas às tensões *in situ*, mas também aquelas induzidas pela abertura do furo piloto e do furo de grande diâmetro. Os dispositivos que permitem o alívio total das tensões, com pouca, ou mesmo nenhuma, interferência incluem o BDG do USBM, CSIR Doorstopper, a célula triaxial do CSIR e suas variantes e a célula triaxial do LNEC. Se os dispositivos utilizados nas medições interferem nas deformações da rocha, a sobrefuração não conduz ao alívio total das tensões devido à presença de uma inclusão solidarizada à rocha que produz uma retenção das tensões e deformações residuais, tanto na inclusão quanto na rocha (alívio parcial). Este é o caso de inclusões sólidas ou ocas. O alívio parcial implica na influência do diâmetro de sobrefuração na distribuição das tensões e deformações nas vizinhanças do dispositivo de medição. Conseqüentemente, o diâmetro da sobrefuração deverá ser levado em conta nas análises das deformações e deslocamentos induzidos pela sobrefuração. Neste caso a imposição de tensões negativas aplicadas à superfície da sobrefuração não produz, em geral, um campo uniforme de tensões na inclusão, como no caso de um meio infinito. Adicionalmente, o alívio de tensões de compressão na fronteira da sobrefuração pode gerar tensões de tração ao longo da interface rocha-inclusão e romper a resina, particularmente no caso de inclusões sólidas, que apresentam rigidez mais elevada. Duncan-Fama (1979) mostrou que o erro que se comete ao negligenciar o caráter finito do diâmetro da sobrefuração não é significativo quando a relação entre o módulo de cisalhamento da inclusão e o da rocha for menor que 5% para diâmetros de sobrefurações iguais a, pelo menos, três vezes o diâmetro do furo piloto. Se a inclusão for oca ela deverá ter paredes delgadas para que a aproximação seja válida (Amadei & Stephansson, 1997). Amadei (1985) mostrou que as tensões residuais decaem rapidamente e tornam-se desprezíveis a uma distância menor que três ou quatro vezes o raio do furo piloto. Assim, se a sobrefuração for conduzida além desses limites, os erros devidos ao negligenciamento

do caráter finito do diâmetro da sobrefuração tornam-se insignificantes e o diâmetro de sobrefuração pode ser considerado infinito.

- A resposta da rocha é elástica e suas propriedades elásticas são as mesmas, tanto sob carregamento quanto sob descarregamento. Bielenstein & Barron (1971) dividem as deformações e deslocamentos medidos durante a sobrefuração em duas categorias; as de curto prazo (até 2 h após a sobrefuração) e as de longo prazo (com o alívio ocorrendo em período de tempo maior que duas horas após a sobrefuração). Cada uma destas categorias pode ser dividida em parcelas nas quais as os alívios podem ser atribuídos a alívio das tensões residuais e alívio das tensões tectono-gravitacionais. Em geral, o método da sobrefuração mede as deformações de curto prazo (elásticas) devidas ao alívio das tensões tectono-gravitacionais. A parcela de alívio de curto prazo devida às tensões residuais pode ser obtida a partir de técnicas de dupla sobrefuração, ou seja, sobrefuração em amostras que já sofreram este processo. O alívio das deformações de longo prazo pode ser observado com a instrumentação de amostras de sobrefuração por longos períodos de tempo. Borecki & Kidybinski (1966) mostraram que as deformações instantâneas (elásticas) constituem 55 a 87% das deformações totais para rochas como arenitos, siltitos e carvão, sendo o restante, componentes de deformações viscoelásticas, plásticas e viscoplásticas (Amadei & Stephansson, 1997).
- A rocha é contínua e homogênea. Segundo Amadei e Stephansson (1997), a importância da continuidade e homogeneidade durante a medição de tensões *in situ* depende da escala na qual estas medições são conduzidas, do tamanho relativo de estruturas geológicas e de heterogeneidades da rocha em relação às dimensões do furo piloto;
- O furo é circular, com paredes lisas. Durante a perfuração de um furo para a instalação de um dispositivo de medições, a excentricidade do furo não pode ser controlada e as paredes dos furos podem não se apresentar perfeitamente lisas uma vez que partes poderão se destacar durante a perfuração. Tudo isto dependerá do tipo de rocha, da estrutura da rocha e da orientação da fábrica da rocha em relação ao furo. Agarwal (1968), mostrou que para um furo circular em um meio isotrópico sujeito a um campo uniaxial de tensões, a deformação do furo, transformando-se em uma elipse durante a sobrefuração, pode ser negligenciada se o dispositivo de medição instalado tiver uma acurácia de $1,3 \times 10^{-3}$ mm (Amadei e Stephansson, 1997);
- A rocha deforma-se sob um estado plano de deformação ou de tensão. Condições de deformações planas generalizadas são assumidas para relacionar deformações e

deslocamentos às tensões, o que implica que o furo piloto deve ter comprimento adequado e que as medições sejam realizadas em uma seção transversal afastada das extremidades tanto do furo quanto do instrumento de medição. Isto se aplica a medições efetuadas com o BDG, com a célula triaxial do CSIR, CSIRO HI e célula triaxial do LNEC. Em geral, esta condição é satisfeita se as medições são feitas em um plano afastado das extremidades do furo piloto de cerca de, pelo menos três a quatro vezes o diâmetro do furo. A condição de tensões planas se aplica somente à análise dos dados obtidos com o CSIR Doorstopper (Amadei e Stephansson, 1997);

- O campo de tensões *in situ* é tridimensional. Neste caso, admite-se que a rocha está submetida a um campo de tensões tridimensional com componentes σ_{x0} , σ_{y0} , σ_{z0} , τ_{yz0} , τ_{xz0} e τ_{xy0} atuando no infinito e definido segundo um sistema de eixos coordenados x , y , z acoplado ao furo piloto. Sendo a matriz das tensões $[\sigma_0]$ tal que:

$$[\sigma_0]^T = [\sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \sigma_{z0}, \tau_{yz0}, \tau_{xz0}, \tau_{xy0}] \quad (2.7)$$

Em um sistema de eixos coordenados X , Y , Z inclinado em relação ao sistema de eixos x , y , z , o campo de tensões *in situ* tem componentes σ_{X0} , σ_{Y0} , σ_{Z0} , τ_{YZ0} , τ_{XZ0} e τ_{XY0} com a matriz $[\sigma_0]_{XYZ}$ relacionada à matriz $[\sigma_0]$ através da matriz de transformação das tensões $[\tau_\sigma]$, neste caso uma matriz (6×6), conforme a expressão abaixo:

$$[\sigma_0] = [\tau_\sigma] [\sigma_0]_{XYZ} \quad (2.8)$$

Os componentes da matriz de transformação dependem dos cossenos diretores dos eixos x , y e z com relação ao sistema de eixos coordenados global X , Y e Z .

A principal desvantagem que os métodos de alívio de tensões em superfícies ou em furos de sondagem apresentam é que estes métodos envolvem pequenos volumes de rocha. Assim, as tensões medidas podem ser sensíveis a variações na composição mineralógica e no tamanho dos minerais que compõem a rocha.

Para superar esta dificuldade métodos envolvendo volumes de rocha bem maiores foram propostos. Um desses métodos consiste em sobrefurar diversos extensômetros elétricos dispostos convenientemente nas proximidades de uma superfície cilíndrica de um furo de grande diâmetro (1800 mm ou mais). Os dados são então analisados para determinar não

apenas as tensões no local, mas também as tensões médias que atuam em todo volume de rocha envolvido nas determinações (Brady, Friday e Alexander em 1976; Brady, Lemos e Cundall em 1976, Chandler em 1993, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Outras técnicas consistem em utilizar medições feitas à medida que uma escavação subterrânea é aberta. Este enfoque foi proposto simultaneamente por Zajic e Bohac em 1986 e Sakurai e Shimizu em 1986, citados por Amadei & Stephansson (1997). Medições de deslocamentos são feitas em seções da escavação à medida que esta evolui. Os deslocamentos são relacionados às tensões *in situ* através de métodos analíticos e numéricos como o método dos elementos finitos ou o método dos elementos de fronteira. Algumas hipóteses simplificadoras são adotadas, geralmente acerca das propriedades mecânicas das rochas.

Outra abordagem usando técnicas de retroanálise foi proposta por Wiles & Kaiser (1994) e utiliza medições feitas nas vizinhanças de uma escavação em progresso. Combinando simultaneamente, medições de deformações através de técnicas de sobrefuração, deslocamentos medidos com medidores de convergência extensômetros de hastes e inclinações medidas com inclinômetros, é possível determinar o campo tridimensional de tensões que atuam na massa rochosa, usando o método de elementos de contorno tridimensionais, como sendo o que mais se ajusta às variações dos valores dos deslocamentos e deformações associados ao avanço da escavação (Amadei & Stephansson, 1997).

2.4.3 - MÉTODO DO CANCELAMENTO DAS DEFORMAÇÕES / DESLOCAMENTOS

2.4.3.1 - MÉTODO DAS ALMOFADAS

Estes métodos são também denominados de métodos da compensação das tensões. Neles o equilíbrio da massa rochosa é perturbado pelo corte de uma fenda, planar ou circular, na superfície rochosa que provoca deformações que são medidas através de pinos de referência ou extensômetros elétricos de resistência implantados nas vizinhanças da fenda.

O equilíbrio é restabelecido inserindo-se uma almofada na fenda e pressurizando-a até que as deformações sejam anuladas. As tensões são determinadas a partir da resposta da rocha durante a pressurização assumindo-se que a resposta da rocha é elástica.

O método das almofadas planas é o mais empregado dentre todos os métodos que utilizam almofadas, tendo sido um dos primeiros métodos empregados na determinação de tensões *in situ*, sendo muito difundido durante os anos 50 e 60 (Amadei & Stephansson, 1997).

Neste método, a pressão de cancelamento das deformações é usada para uma estimativa direta das tensões que atuam normalmente à almofada. Uma vez que cada determinação possibilita a obtenção do valor de uma componente de tensão do campo de tensões *in situ*, um mínimo de seis testes devem ser executados para obter o estado de tensões *in situ* completo.

A principal vantagem deste método é que ele não requer o conhecimento dos valores das constantes elásticas da rocha para a determinação das tensões tangenciais atuando em pontos da parede de uma escavação com as tensões sendo medidas diretamente. Adicionalmente, o equipamento utilizado é rústico e estável e o volume de rocha envolvido é grande e as tensões podem ser determinadas em grandes áreas. Segundo Rocha et al. (1971) o método cria apenas um alívio parcial no maciço rochoso, induzindo assim menor perturbação nas propriedades mecânicas da rocha comparativamente com outros métodos. Este aspecto é particularmente importante quando determinações de tensões *in situ* são conduzidas em rochas brandas (Amadei & Stephansson, 1997).

As desvantagens do método das almofadas podem ser resumidas nos seguintes aspectos:

- O método é limitado a determinações próximas à superfície de uma escavação e conseqüentemente pode ser influenciado pela perturbação produzida pelo processo de escavação, que pode até mesmo invalidar as medições realizadas. E ainda, o método não deve ser usado próximo a fraturas e a heterogeneidades;
- Os fatores de concentração das tensões ao longo da parede de uma escavação onde estejam sendo realizadas determinações através deste método devem ser conhecidos de forma a se poder relacionar as medidas de cancelamento das tensões com as tensões atuantes num ponto situado no infinito. Em geral, esses fatores dependem da forma da escavação e do comportamento da rocha;
- Os resultados podem ser afetados pelas condições existentes no ambiente tais como umidade, temperatura e poeira (Fidler em 1964, citado por Amadei & Stephansson, 1997);

- Diversos testes são necessários para determinar o estado de tensões completo atuando no infinito. Um mínimo de seis determinações deve ser realizado, em seis diferentes direções, para se determinar o tensor das tensões completo. No volume envolvido pelo ensaio a rocha deve apresentar características similares;
- A pressão de pressurização da almofada pode não ser integralmente transmitida por toda a superfície da almofada, em particular em suas bordas soldadas. Ademais, a área de contato pode variar durante o carregamento e diferenças, entre a pressão aplicada e a pressão efetivamente atuante na superfície de rocha, poderão atingir cerca de 18% conforme reportado por Rocha, Lopes e Silva (1966). Outro problema é que a distribuição das tensões normais à almofada pode não ser uniforme, como geralmente é admitido, fazendo com que, em áreas com altos gradientes de tensão ou, em seções de escavações que tenham sofrido perturbações, este fator possa conduzir a resultados errôneos;
- Em rochas brandas ou expansivas, a água usada no cimento para fixar a almofada pode amolecer a rocha e produzir resultados incoerentes;
- Alguma parcela de fluência pode se manifestar logo após o corte da fenda. Este fenômeno pode ocorrer em rochas brandas bem como em rochas evaporíticas como rochas salinas e potassa. Se a parcela de fluência puder se manifestar por um período longo, o valor da pressão de cancelamento representará um valor superestimado da tensão que está sendo medida.

A análise dos resultados das determinações de tensões *in situ* através de almofadas planas se baseia em:

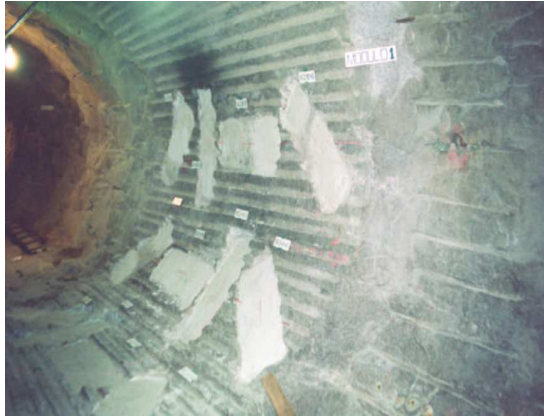
- A pressão na almofada no momento do cancelamento das tensões é igual à tensão tangencial atuante na rocha, normal ao plano da almofada, antes da abertura da fenda. Isto implica em admitir que a distribuição de tensões antes da abertura da fenda era uniforme, negligenciando-se assim os gradientes de tensão normais à superfície da almofada;
- O comportamento da rocha é elástico, linear ou não, admitindo-se que o processo de alívio das tensões é completamente reversível, o que pode não se verificar para rochas brandas e rochas com comportamento dependente do tempo;
- A rocha é isotrópica. Nenhuma solução para meio anisotrópico foi derivada para análise de resultados através deste método. A anisotropia deve ter algum efeito sobre as medições de deformações ou deslocamentos se os planos de anisotropia não são paralelos, nem à superfície da rocha nem à direção da horizontal que define o plano de anisotropia, ou perpendiculares à superfície da rocha. Tensões de cisalhamento podem surgir próximo à

fenda, se a direção da horizontal do plano de anisotropia incide obliquamente sobre a superfície da almofada;

- Outra hipótese vigente é que as almofadas estão alinhadas com as direções das tensões principais que atuam na superfície de rocha. Tensões de cisalhamento não podem ser medidas através das almofadas. A presença de tensões de cisalhamento, em alguns casos, pode ser detectada pela medição das variações de distâncias diagonais entre diferentes conjuntos de pinos fixados na superfície da rocha. O efeito da tensão paralela à fenda é, geralmente, negligenciado. Bonvallet & Dejean (1987) concluíram que o efeito dessa componente de tensão pode ser desconsiderado para magnitudes até 5 MPa e que este procedimento acarreta um erro de 9%. Alexander (1960) apresentou uma teoria mais complexa que relaciona a pressão de cancelamento às componentes normal e paralela à fenda e conclui que o efeito da componente paralela à fenda é desprezível (Amadei & Stephansson, 1997);
- Admite-se que as almofadas tenham total contato com as superfícies em que atuam.

Kuwajima (1991) propôs um equipamento alternativo para a determinação de tensões em concreto projetado ao apresentar uma mini-almofada plana (mini flat jack) baseada nas almofadas planas desenvolvidas por Rocha et al. (1996) para a determinação de tensões em maciços rochosos.

Como elemento de controle dos deslocamentos que devem ser restabelecidos, são utilizados extensômetros de corda vibrante. A Fig. 2.16 apresenta a mini-almofada com suas dimensões, que foram impostas pela geometria da camada de concreto projetado. A técnica de ensaio segue, basicamente, o método proposto por Rocha et al. (1996).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 2.15 – Sequência mostrando as etapas do método das almofadas; a) geratrizes da galeria circular preparadas; b) almofada plana com flecha de 24 cm; c) início da abertura da fenda; d) pinos de referência fixados; e) inserção da almofada; f) pressurização da almofada.

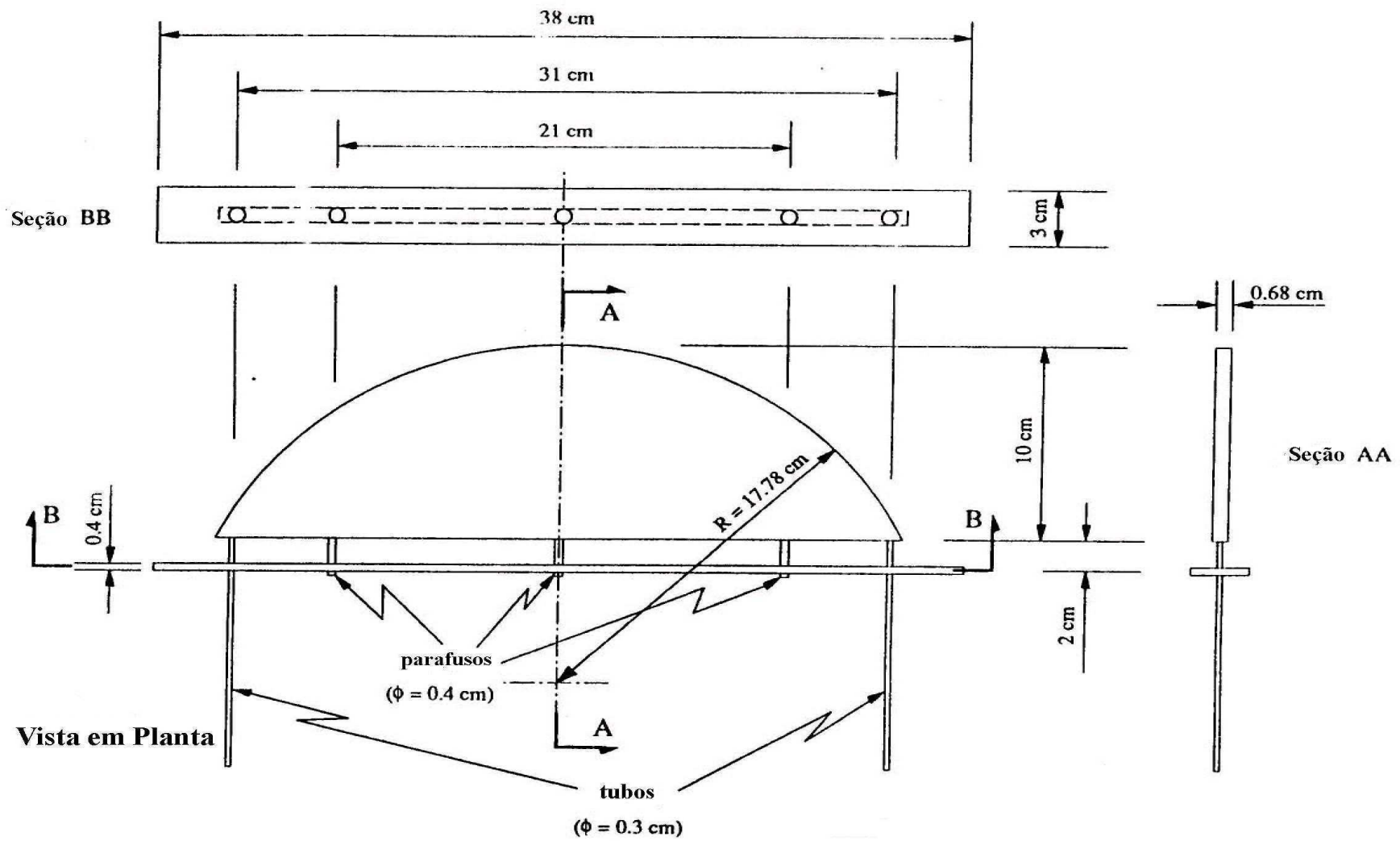


Figura 2.16 – Dimensões da mini-almofada (Kuwajima, 1991)

2.4.4 - MÉTODO DA RECUPERAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES

Estes métodos são baseados no monitoramento da resposta de amostras de sondagens testadas logo após serem extraídas. De certa forma eles podem ser considerados como métodos baseados no alívio das tensões.

Um desses métodos, denominado recuperação de deformações não elásticas (Anelastic Strain Recovery, ASR), consiste em instrumentar uma amostra de sondagem logo após sua extração e monitorar suas deformações na medida em que elas continuem a ocorrer (Amadei et al. Em 1997, citados por Teufel 1982). A hipótese básica é que as direções das deformações principais recuperadas coincidem com as direções das tensões principais *in situ*, assumindo-se um valor para a tensão principal. As determinações das magnitudes das tensões principais *in situ* requerem um modelo viscoelástico para a resposta da rocha submetida ao desconfinamento.

Outra técnica, denominada análise da curva de deformações diferenciais (Differential Strain Curve Analysis, DSCA), consiste em aplicar uma pressão hidrostática a uma amostra cúbica obtida a partir de uma amostra de sondagem orientada, logo após sua extração (Amadei et al. 1997, citados por Strickland e Ren (1980)). As microfissuras desenvolvidas durante a extração da amostra através da sondagem e sua conseqüente expansão são então fechadas sob pressão. A resposta da amostra cúbica ao confinamento hidrostático é monitorada através da leitura de extensômetros elétricos de resitência convenientemente colados às superfícies da amostra. Utilizando-se um mínimo de seis extensômetros pode-se determinar as deformações principais devidas ao fechamento das microfissuras e suas direções. As direções principais das tensões *in situ* e as relações entre as três tensões principais *in situ* podem ser determinadas admitindo-se que (Amadei & Stephansson, 1997):

- Muitas das microfissuras existentes na amostra são originadas pelo alívio das tensões *in situ*,
- Que o tensor das tensões *in situ* tem a mesma orientação que o tensor das deformações originado pelo fechamento das microfissuras;
- Que as microfissuras são proporcionais, volumetricamente, às magnitudes das tensões principais *in situ* em qualquer das direções consideradas.

Esses métodos são adequados para medições em furos profundos a muito profundos, nos quais muitos dos outros métodos não funcionam e só se dispõe de amostras pequenas. A literatura especializada registra que, em diversos casos, estes métodos podem dar resultados razoáveis, principalmente quando associados com métodos hidráulicos (Amadei & Stephansson, 1997).

2.4.5 - MÉTODO DAS ANÁLISES DE INSTABILIDADES EM PAREDES DE FUROS

Em muitas situações a rocha em torno de furos de sondagem pode não ser capaz de suportar as concentrações de tensões de compressão e os efeitos da perfuração simultaneamente e entrar em colapso. Este colapso resulta em duas zonas de alargamento diametralmente opostas chamadas “breakouts”. Em furos verticais, a direção da componente da menor tensão horizontal, admite-se, coincide com a direção do “breakout”. Perfilagens em furos verticais, usando ferramentas próprias para a finalidade, permitem estimar as orientações das tensões principais horizontais máxima e mínima e a variação dessas orientações com a profundidade.

Os “breakouts” têm sido usados como indicadores das orientações das tensões *in situ* em furos com diversos quilômetros de profundidade, em todos os tipos de rocha. Os mais profundos “breakouts” foram analisados a cerca de 11,6 km, na Península de Kola, então União Soviética (Zoback, Mastin e Barton em 1986, citados por Amadei & Stephansson, 1997). Em geral, os “breakouts” têm ajudado a preencher um intervalo entre indicadores de tensões que operam próximos à superfície e aqueles propiciados pelas análises de mecanismos focais de sismos, ou seja, para profundidades crustais. Eles também são utilizados como indicadores em grandes profundidades, onde é difícil conduzir medições diretas de tensões.

A utilização dos “breakouts” para estimar as magnitudes das tensões *in situ* tem encontrado dificuldades, embora diversas propostas tenham sido apresentadas com base na análise da geometria dos “breakouts”.

Diversos modelos têm sido apresentados para explicar a formação dos “breakouts”. Nestes modelos as tensões principais *in situ* são admitidas com orientações horizontal e vertical respectivamente. A hipótese convencional é admitir que os “breakouts” são formados sob tensões de cisalhamento e que sua localização pode ser prevista com base na solução de Kirsh para tensões em torno de um furo circular em um meio elástico linear, isotrópico contínuo e

homogêneo, submetido a um campo de tensões tridimensional situado no infinito. O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é então superposto ao campo de tensões elásticas para possibilitar a determinação do local onde ocorrerá o colapso. Esta teoria pode ter limitado valor se a rocha for anisotrópica ou apresentar comportamento dependente do tempo e se a plastificação da parede do furo ocorrer. Apesar dessas limitações, os “breakouts” têm tido um papel de destaque na determinação das províncias de tensões no Projeto do Mapa Mundial de Tensões e são indicadores confiáveis das direções das tensões principais horizontais em furos verticais (Amadei & Stephansson, 1997).

2.4.6 - OUTROS MÉTODOS

2.4.6.1 - ANÁLISE DE ESTRIAS DE FALHA

A medição de estrias de falhas (slickensides) em uma população de falhas pode ser usada para determinar as orientações, bem como as magnitudes, das tensões *in situ*. Este método, que envolve grandes volumes de rocha à escala dos afloramentos, é baseado em três princípios (Amadei & Stephansson, 1997):

- Todas estrias, dentro da população de falhas estão relacionadas com um determinado, porém desconhecido, tensor das tensões;
- A movimentação em cada plano de falha é paralela à tensão de cisalhamento que atua nestes planos;
- As movimentações são independentes.

Estas observações são importantes embora, em alguma medida, elas limitem a aplicação do método.

A principal vantagem deste método é que não é necessário o conhecimento prévio da deformabilidade da rocha. Contudo, o atrito de Coulomb e os princípios anteriormente mencionados estão envolvidos nas análises. Se o método é usado para medir o estado de tensões que existe atualmente no local, deverá haver suficiente evidência de que as estrias utilizadas nas análises estão relacionadas apenas com este campo de tensões. As mesmas limitações se aplicam quando se analisam estrias em fraturas em amostras de sondagem ao invés de estrias presentes em fraturas em afloramentos (Amadei & Stephansson, 1997).

2.4.6.2 - ANÁLISE DE MECANISMOS FOCALIS

A análise das vibrações provocadas por um sismo pode ajudar a determinar o sentido de movimentação das falhas e as magnitudes relativas das três componentes das tensões principais *in situ* e suas orientações (Amadei & Stephansson, 1997).

Este é o único método que permite obter dados de tensões *in situ* a profundidades correspondentes à metade da espessura da crosta terrestre, ou ainda maiores, cerca de 5 a 20 km, envolvendo enormes volumes de rocha. O método é mais eficiente quando analisa grandes sismos que ocorrem em profundidade na crosta terrestre e nos limites das placas tectônicas, mas é também aplicável a pequenos sismos que ocorrem no interior das placas e nas vizinhanças de minas profundas e campos de petróleo e gás.

2.4.6.3 - MÉTODOS INDIRETOS

Os métodos indiretos medem as tensões através da variação de algumas propriedades físicas, mecânicas ou outras propriedades das rochas como decorrência da variação dessas tensões.

Estas técnicas incluem o monitoramento dos deslocamentos de escavações, medidas de convergência, métodos sísmicos e microsísmicos, métodos sônicos e ultrassônicos, método dos radioisótopos e ressonância magnética.

Taioli (1987), estudando a atenuação de sinais de emissão acústica e microsísmica (EA/MS) em guias de ondas constatou que a presença de material confinante aumenta a atenuação dos sinais e que a atenuação aumenta com o nível da tensão de confinamento, o que pode sugerir um método para a determinação de tensões *in situ* a despeito das dificuldades de calibração inerentes ao processo.

O estado de tensões *in situ* pode também ser medido através de métodos holográficos, nos quais os deslocamentos induzidos pela perfuração de pequenos furos de alívio abertos em três posições diferentes na parede de um furo maior são medidos usando hologramas de dupla exposição (Amadei & Stephansson, 1997). Estas técnicas são aqui mencionadas apenas como registro de sua existência, não sendo objeto de uma abordagem mais profunda, pois na prática, eles não têm ainda muita utilização, o que lhes conferiria maior credibilidade, contudo, um

destaque especial deve ser dado ao método denominado de efeito Kaiser, que tem sido estudado durante os últimos 10 anos como um método potencial para a determinação de tensões *in situ*.

Pesquisas originalmente conduzidas por Kaiser (1950) sobre emissões acústicas em metais, revelaram que quando as tensões atuantes num metal são relaxadas a partir de um certo nível e então aumentadas, há um aumento significativo na taxa de emissão acústica na medida em que as tensões excedem o seu valor original. Diversas tentativas têm sido feitas no sentido de utilizar esta constatação como um método para determinar tensões *in situ*, particularmente monitorando amostras extraídas de sondagens, cortadas segundo diferentes planos e carregadas ciclicamente em compressão uniaxial. Apesar de resultados encorajadores mostrando uma boa correlação entre valores de tensões obtidos pelo efeito Kaiser e outros métodos, as pesquisas conduzidas por Holcomb (1993) revelaram que a utilização de emissões acústicas durante a realização de ensaios de compressão uniaxial em laboratório para inferir tensões *in situ* pode não se justificar (Amadei & Stephansson, 1997).

2.4.6.4 - INCLUSÕES EM MATERIAIS COM COMPORTAMENTO DEPENDENTE DO TEMPO

Teoricamente, a inserção e colagem de uma inclusão em um furo de sondagem perfurado em um material já submetido a um estado de tensões e com propriedades dependentes do tempo pode ser uma técnica para a medição das tensões *in situ*. A teoria da viscoelasticidade indica que com o tempo, o estado de tensões permanente no local da inclusão se aproxima das tensões absolutas que atuam na rocha. Assim, se as características de fluência da rocha são conhecidas, as tensões podem ser deduzidas a partir das leituras dos dados fornecidos pelas inclusões cobrindo curtos períodos de tempo.

Este conceito tem sido usado para a medição de tensões em rochas viscoelásticas como rochas salinas, nas quais outros métodos de medição têm tido limitado sucesso. Inclusões como medidores de corda vibrante, almofadas planas e outras células de medição de pressões como a célula Gloetzl, têm sido instaladas em maciços rochosos e furos de sondagem para medir as tensões absolutas e, conseqüentemente, monitorar variações nas tensões (Amadei & Stephansson, 1997).

2.4.6.5 - MEDIÇÕES DE TENSÕES RESIDUAIS

Segundo a literatura especializada, as tensões residuais existem em pelo menos duas escalas distintas: a microscópica e a macroscópica. Dependendo da escala a ser considerada, os métodos utilizados para medir essas tensões podem diferir. Na escala microscópica, escala dos cristais ou grãos da rocha, são utilizadas técnicas calorimétricas, técnicas de raios-X e técnicas de perfuração de um furo central, técnicas estas originalmente usadas no estudo de tensões residuais em metais.

Na escala macroscópica, escala das amostras de rocha intacta, técnicas da dupla sobrefuração ou da dupla subfuração em amostras de rocha são recomendadas (Amadei & Stephansson, 1997).

2.5 - VOLUME ENVOLVIDO NAS MEDIÇÕES

Todas as técnicas anteriormente mencionadas envolvem volumes de rocha que diferem entre si de diversas ordens de grandeza, conforme se pode visualizar na Tab. 2.2. De acordo com esta tabela poucos métodos de medição de tensões *in situ* envolvem grandes volumes de rocha. O método das análises de mecanismos focais de sismos propicia a obtenção de dados dessa natureza a profundidades que atingem, e até mesmo superam, a zona meso-crustal e envolvem volumes de rocha da ordem de 10^9 m^3 . O método da análise de estrias de falha vem a seguir, com volumes da ordem de 10^8 m^3 , devido à sua natureza superficial. Estes dois métodos são seguidos pelos métodos de alívio em grandes volumes de rocha. No método das perfurações de grande diâmetro, o volume de rocha envolvido é estimado em 100 m^3 (Brady, Lemos e Cundall em 1996, citados por Amadei e Stephansson, 1997). Segundo Zou & Kaiser (1990) e Wiles & Kaiser (1994), a técnica da subescavação pode envolver centenas, ou mesmo milhares, de metros cúbicos de rocha (Amadei & Stephansson, 1997).

Todos estes métodos fornecem valores médios do campo de tensões *in situ* e eliminam o efeito de heterogeneidades localizadas.

Quanto aos outros métodos, em particular os que empregam dispositivos instalados em furos, envolvem pequenos volumes de rocha e fornecem somente medições pontuais do campo de tensões *in situ* (Leijon em 1989, citado por Amadei & Stephansson, 1997). No caso do

método da sobrefuração, os volumes envolvidos variam entre 10^{-3} e 10^{-2} m³, dependendo do diâmetro da sobrefuração.

Os métodos hidráulicos, em particular o fraturamento hidráulico, envolvem volumes um pouco maiores que o método da sobrefuração, algo entre 0,5 e 50 m³, isto porque o furo encontra-se pressurizado até uma distância da ordem de 10 vezes o seu diâmetro. As almofadas planas e outros métodos superficiais de alívio de tensões podem envolver volumes da ordem de 0,5 a 2 m³. Os métodos de recuperação de deformações não elásticas e todas as técnicas baseadas em medições em pequenas amostras de sondagens envolvem pequenos volumes, não excedendo 10^{-3} m³. Por fim, o método de análise de colapsos em paredes de furos (breakouts), envolve volumes da ordem de 10^{-2} a 10^2 m³, situando este método numa posição intermediária entre os que atuam em grandes profundidades e os que atuam próximos à superfície (Amadei & Stephansson, 1997).

Em geral, os métodos que envolvem pequenos volumes de rocha são mais adequados para captar distorções localizadas do campo de tensões. Nestes métodos grandes variações nas magnitudes e orientações das tensões são comuns entre testes realizados em trechos de furo muito próximos. Devido a natureza localizada das medições, os valores medidos podem ser sensíveis a variações na composição mineral, na microestrutura e no tamanho dos grãos da rocha (Leijon em 1989, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

2.6 - ACURÁCIA E INCERTEZAS NAS MEDIÇÕES DE TENSÕES IN SITU

A questão básica que se apresenta na prática é se é possível medir tensões *in situ* com suficiente acurácia. Na literatura especializada há um consenso de que as medições de tensões raramente são acuradas. Holman (1989) define acurácia como uma medida do desvio em relação a um valor conhecido, o que perde sentido quando se trata de medições de tensões *in situ*, uma vez que não se dispõe de valores previamente conhecido de tensões, com o quais se possam comparar os valores medidos (Amadei & Stephansson, 1997).

A acurácia de um instrumento para medir as tensões pode ser obtida unicamente em experimentos de laboratório, onde as tensões medidas são comparadas com as tensões aplicadas (Amadei & Stephansson, 1997).

É prática comum apresentar os valores das tensões medidas acompanhados da faixa de variação ou intervalos de confiança de forma a relacionar as incertezas das medições.

Três tipos de incertezas serão considerados neste texto:

- Incertezas naturais (intrínsecas ou inerentes);
- Incertezas relacionadas com o processo de medição propriamente dito;
- Incertezas relacionadas com a análise dos dados das medições.

2.6.1 - INCERTEZAS NATURAIS, INTRÍNSECAS E INERENTES

As incertezas naturais (intrínsecas ou inerentes) originam-se do fato de que, por definição, tensões *in situ* variam de ponto a ponto, em curtas distâncias no maciço rochoso, são dependentes do volume de rocha envolvido e dependem das propriedades mecânicas, das estruturas geológicas e da fábrica do maciço rochoso. Os valores das tensões em um local de um maciço rochoso constituído por diferentes unidades litológicas, com diferentes propriedades elásticas, podem ser bastante diferentes dos valores médios. Contrastes entre os valores das tensões com a profundidade, em um mesmo furo, ou lateralmente entre dois ou mais furos, podem ser esperados em formações sedimentares e depósitos de lava. Variações randômicas também são encontradas em rochas duras, homogêneas. Estas variações locais são intrínsecas, não podendo serem vistas como anomalias ou erros nas medições propriamente ditas (Amadei & Stephansson, 1997).

Os valores relativos às propriedades elásticas da rocha podem variar através do maciço rochoso, ao longo de um furo e mesmo ao longo de uma sobrefuração. Walton & Wold (1990) registraram variações no módulo de Young de rochas sedimentares de até o dobro do valor menor em uma amostra com 0,2 m de comprimento (Amadei & Stephansson, 1997). Variações extremas como essas são críticas na análise dos dados dos testes, pois no método da sobrefuração, os valores do módulo de Young entram como um multiplicador entre os valores das tensões *in situ* e os valores das deformações ou deslocamentos medidos. Assim, um erro de 5% na determinação do módulo de Young resultará num erro de 5% nos valores das componentes das tensões uma vez que todos os outros fatores são constantes.

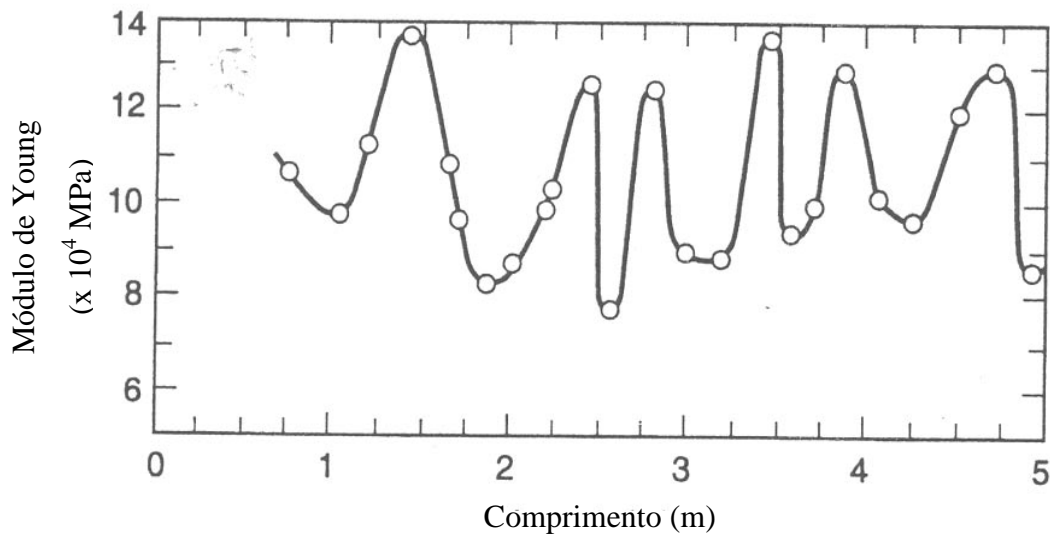


Figura 2.17 - Variação do módulo de Young ao longo de um furo em rocha granítica. (Aytmátov em 1986, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

No que diz respeito ao coeficiente de Poisson, embora o problema seja mais complicado, incertezas na sua determinação, normalmente, conduzem a erros muito menores nos valores das tensões (Van Heerden em 1973, citado por Amadei & Stephansson, 1997).

As incertezas também podem ter origem na anisotropia, heterogeneidade e tamanho dos grãos e poros da rocha (Cyrul em 1983, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Tensões localizadas à escala do grão podem ser bastante diferentes do valor médio das tensões. Isto deve ser levado em conta principalmente se a escala das medições é comparável à escala do diâmetro médio dos grãos, o que geralmente ocorre quando se trabalha com extensômetros elétricos, cuja base de medição se aproxima da dimensão dos cristais da rocha.

2.6.2 - INCERTEZAS RELACIONADAS COM AS MEDIÇÕES

Este tipo de incerteza pode estar associado com erros grosseiros cometidos no projeto e construção dos dispositivos utilizados na medição das tensões. Podem também estar associados ao procedimento experimental propriamente dito.

No método da sobrefuração, erros podem advir da fluência experimentada pela resina usada na colagem ou no próprio dispositivo, mau funcionamento e idiosincrasias dos

extensômetros elétricos ou outro elemento sensível, movimentação da célula no furo piloto, quebra da amostra devido a fissuras pré-existentes, variações na temperatura da água de perfuração, calor gerado pela perfuração, efeitos devido à umidade, problemas elétricos, excentricidade dos furos, excesso nos diâmetros dos furos, etc. Durante as medições efetuadas no *Underground Research Center* (URL), no Canadá, foi estimado um erro de $\pm 5\%$ na instalação dos dispositivos de medição pelo método da sobrefuração que resultou numa tendência de erro de $\pm 15\%$ nos valores das tensões principais (Martin, Read e Chandler em 1990, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

A acurácia dos dispositivos que utilizam extensômetros elétricos de resistência como elementos de medição depende em grande parte da temperatura da rocha, da água de perfuração e ambiente e este é um problema complexo devido à natureza transiente dos gradientes de temperatura sobre as amostras da sobrefuração. Martin et al. (1990) concluíram que uma variação de temperatura de menos de 2°C não afeta significativamente os resultados da sobrefuração, por outro lado, variações de 8°C podem acarretar variações nos valores das tensões principais de cerca de 25% (Amadei & Stephansson, 1997). A acurácia dos instrumentos pode variar também com a configuração do esquema de compensação de temperatura usado, se em quarto-de-ponte, meia-ponte ou ponte completa (Cai em 1990 e Garrity, Irvin e Farmer em 1985, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Os problemas mencionados anteriormente tornam-se ainda mais críticos quando as determinações são efetuadas a pequenas profundidades, para as quais os valores das deformações e deslocamentos são pequenos e os instrumentos operam próximos dos seus limites de resolução. Em tais condições, pequenas variações nas condições experimentais, como a variação da temperatura, podem afetar drasticamente as medições (Cooling, Hudson e Tunbridge em 1990 e Garrity, Irvin e Farmer em 1985, citados por Amadei & Stephansson, 1997). Adicionalmente, as tensões a pequenas profundidades podem ser afetadas por fenômenos tais como variações diárias e sazonais na temperatura e atração lunar que devem ser adicionados à dispersão observada (Amadei & Stephansson, 1997).

Quando se utiliza mais de um furo para determinar as tensões *in situ*, como o BDG do USBM ou o CSIR Doorstopper, os volumes de rocha envolvida no ensaio devem ser mantidos, no mínimo, dentro da dimensão da escala em que se determinam estas tensões, pois caso contrário, erros poderão surgir se o volume total de rocha envolvida nos testes, considerando-

se todos os furos, for muito maior que o volume preconizado pela escala de interesse. Paradoxalmente, quando se medem tensões *in situ*, deseja-se que seja envolvido um volume de rocha grande o suficiente para que os resultados sejam representativos do campo de tensões (Amadei & Stephansson, 1997).

Em ensaios de fraturamento hidráulico os erros podem surgir se o furo desvia-se da posição vertical e, mesmo quando é vertical, a fratura gerada pode, ou não, propagar-se inicialmente segundo um plano vertical e então girar para se tornar paralela a fraturas pré-existentes, orientadas favoravelmente (Haimson, 1988). Este fenômeno pode gerar uma fonte maior de erros na análise dos resultados (Brown em 1989, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Segundo Haimson (1988) a teoria convencional para a análise dos resultados de testes de fraturamento hidráulico, ao assumir que a fratura induzida é vertical, produz estimativas confiáveis do campo de tensões *in situ*, mesmo quando a fratura desvia-se da vertical de alguns graus (menos que 20°). Fontes adicionais de incertezas podem estar relacionadas com o mau funcionamento dos obturadores, válvulas e bombas ou pelo uso de furos revestidos ao invés de furos sem revestimentos.

2.6.3 - INCERTEZAS RELACIONADAS COM A ANÁLISE DOS DADOS

As incertezas também podem estar associadas a erros na seleção de dados a serem analisados tais como deformações e deslocamentos no método da sobrefuração, ao se negligenciar o comprimento dos extensômetros elétricos. Alguns autores mencionam erros de 2 a 5% para a célula CSIR e CSIR HI coladas em furos com 38 mm de diâmetro (Amadei & Stephansson, 1997). Mills & Pender (1986) recomendam a utilização de extensômetros elétricos de pequeno comprimento, da ordem de 5 mm, ao invés daqueles com 10 mm de comprimento uma vez que, no seu julgamento, para extensômetros mais longos, as deformações médias podem ser bastante diferentes das deformações no seu centro (Amadei & Stephansson, 1997). Ao analisar deformações obtidas através da sobrefuração, atenção especial deve ser dada à dimensão do extensômetro em relação ao tamanho, forma e distribuição dos poros e grãos da rocha. Valores consistentes de deformações são obtidos quando os extensômetros têm um comprimento maior ou igual a dez vezes a dimensão média dos cristais (Garrity, Irvin e Farmer em 1985, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Em se tratando do fraturamento hidráulico, as incertezas podem surgir da interpretação da relação entre a pressão do fluido de pressurização e da vazão durante o início e posterior propagação da fratura (Fairhurst em 1986, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Estes erros estão relacionados com a definição das pressões de fechamento e reabertura da fratura e também com a determinação da resistência à tração da rocha.

Os erros podem surgir também quando aproximações associadas com técnicas de medições não são verificadas ou são parcialmente verificadas como no caso da sobrefuração em que a rocha é admitida como tendo um comportamento linear elástico, isotrópico, contínuo e homogêneo. Os erros podem então ser devidos a uma resposta não-linear, dependente do tempo, plastificação da rocha após a perfuração, anisotropia e heterogeneidades à escala dos cristais (Amadei & Stephansson, 1997).

Na análise dos dados de hidrofraturamento, erros podem ser gerados ao se admitir que a tensão vertical é uma tensão principal. No método das almofadas planas, a distribuição das tensões normais ao plano dessas pode não ser uniforme como é frequentemente admitido. Por outro lado, a utilização de almofadas planas em áreas com altos gradientes de tensões, ou próximas a seções de aberturas subterrâneas que tenham sido perturbadas, pode conduzir a medições errôneas. Se a rocha exibe um comportamento viscoso, erros substanciais podem advir do fato de se utilizar a teoria da elasticidade na análise dos dados de campo (Amadei & Stephansson, 1997).

Outra fonte de incertezas está associada com erros na determinação das propriedades mecânicas que são introduzidas nas análises tais como o coeficiente de Poisson e o módulo de Young nos ensaios de sobrefuração, ou a resistência à tração no fraturamento hidráulico.

A determinação das propriedades elásticas da rocha através de ensaios biaxiais está sujeita a alguns erros, em particular quando se trata da célula CSIRO HI (Worotnicki em 1993, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Outra alternativa que seria testar amostras de rocha também conduz a erros. Leijon & Stillborg (1986) relatam que testes em amostras de rocha contendo este tipo de célula revelaram que propriedades marcadamente diferentes podem ser determinadas quando se realizam ensaios biaxiais ou triaxiais sobre amostras de rocha, com os ensaios triaxiais elevando os valores do módulo de Young em cerca de 20% quando comparados com os valores obtidos nos ensaios biaxiais (Amadei et al., 1997).

Por outro lado, os ensaios biaxiais conduzem a valores do coeficiente de Poisson, em média, mais de duas vezes maiores que os obtidos através de ensaios triaxiais e com maior dispersão (Amadei & Stephansson, 1997).

Estas discrepâncias nas propriedades elásticas têm origem na natureza da rocha uma vez que Leijon & Stillborg (1986) relatam que ensaios biaxiais e triaxiais conduzidos sobre um cilindro de alumínio, eleito como padrão, conduziram a propriedades similares e ressaltam que tais discrepâncias têm um forte efeito sobre as tensões in situ. A Figura 2.16 mostra o efeito da variação do coeficiente de Poisson sobre a magnitude das tensões principais, podendo-se verificar que o efeito é moderado para baixos valores do coeficiente de Poisson, aumentando à medida que este tende para o valor limite de 0,5 (Amadei & Stephansson, 1997).

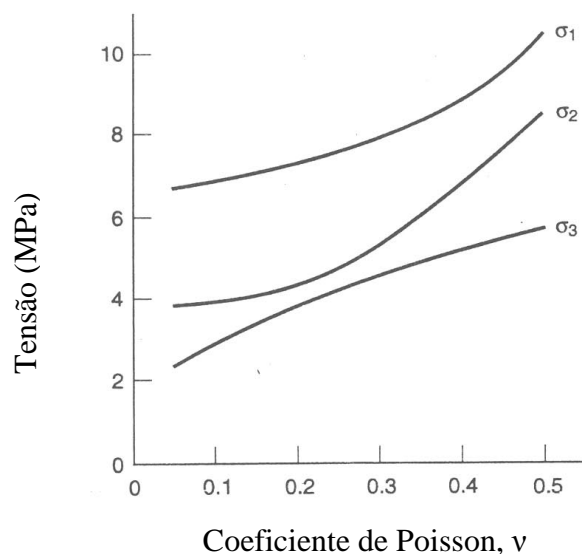


Figura 2.18 – Efeito da variação do coeficiente de Poisson sobre as magnitudes das tensões in situ determinadas pelo método da sobrefuração (Leijon e Stillborg em 1986, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

A determinação das tensões principais médias para uma certa região de interesse a partir de resultados de ensaios realizados em vários locais pode se constituir numa outra fonte de erros. Hudson & Cooling (1988) e Walker et al. (1990) ressaltam que a magnitude e orientação das tensões principais médias não podem ser calculadas computando-se simplesmente a média das magnitudes e a média das orientações das tensões principais. Este procedimento pode

conduzir a tensões principais médias não ortogonais. Como primeiro passo para este cálculo os autores sugerem que, numa primeira etapa, todos os tensores das tensões sejam expressos num mesmo sistema de coordenadas, calculando-se então o tensor das tensões médio através da média de cada uma das seis componentes das tensões. As tensões principais médias serão então determinadas a partir dos autovalores e autovetores do tensor das tensões médio (Amadei & Stephansson, 1997).

Rochas duras são capazes de suportar tensões mais elevadas que as tensões *in situ* médias, o que pode resultar em erros nos resultados das medições das tensões *in situ*, com o surgimento de uma tendência na direção da superestimação dos valores das tensões *in situ*. Dessa forma, erros significativos podem surgir devido à seleção indiscriminada de locais para a determinação das tensões *in situ* (Voight em 1966 e Leijon em 1989, citados por Amadei & Stephansson, 1997).

Outra tendência está associada com a determinação das propriedades elásticas de rochas brandas como xistos e rochas com grande conteúdo de argila quando incluídas na análise de testes de sobrefuração. Quando submetidas ao desconfinamento essas rochas frequentemente se expandem e se deterioram rapidamente. Assim, se as amostras dessas rochas são testadas algum tempo após sua extração elas parecerão mais moles do que *in situ*. Segundo Franklin & Hungr (1978), este fenômeno pode ser responsável pelas observações feitas por alguns autores segundo os quais rochas moles armazenam elevadas tensões horizontais (Amadei & Stephansson, 1997).

Em geral, erros podem ser esperados na determinação das tensões *in situ* através de métodos como a sobrefuração mesmo em rochas de média a boa qualidade isto devido ao processo de amostragem propriamente dito e a possíveis alterações associadas com a extração e manuseio da amostra (Amadei & Stephansson, 1997).

2.8.4 - ENTENDENDO E REDUZINDO AS INCERTEZAS

Amadei & Stephansson (1997) ressaltam que muitas das incertezas listadas anteriormente podem ser superadas, ou pelo menos compreendidas, ou até mesmo quantificadas, adotando-se um ou mais dos seguintes passos:

- Conduzir testes em laboratório com os instrumentos submetidos a campos de tensões conhecidos e com condições de campo simuladas. A magnitude e orientação das tensões medidas são então comparadas com aquelas aplicadas. Estes testes podem ajudar, entre outras coisas, na identificação das limitações dos instrumentos, de sua performance e acurácia e de sua adequação aos diversos ambientes geológicos. Podem também ajudar na análise da resposta da rocha durante o processo de sobrefuração, se esta resposta é elástica linear ou se apresenta características dependentes do tempo, o que exigirá um tratamento para um corpo viscoelástico ou um tratamento para um comportamento ainda mais complexo;
- Descartar dados com erros claramente originados pelo método adotado como os que se situam fora da faixa de desvio randômico normalmente esperado, baseando-se em análises estatísticas, respostas a solicitações e testes de compatibilidade, o que pode ser feito de forma consistente e não tendenciosa. No caso dos testes de sobrefuração, leituras de extensômetros indicando de forma clara descolamento, parcial ou total, baixa sensibilidade e quebra da amostra devem ser descartadas. Estas situações, normalmente, criam anomalias e irregularidades nas curvas de registro dos alívios das deformações e deslocamentos obtidas durante a sobrefuração. Essas curvas podem então ser usadas como ferramentas de diagnóstico para avaliar a qualidade das medições (Blackwood em 1978, citado por Amadei & Stephansson, 1997). Curvas de alívio de boa qualidade geralmente são regulares, apresentando estabilização após o ponto em que a operação de sobrefuração ultrapassa o plano dos extensômetros elétricos da célula utilizada. Verificações de compatibilidade entre as deformações em uma roseta de extensômetros elétricos ou entre rosetas distintas também podem ajudar na eliminação de dados de má qualidade. Testes biaxiais ou uniaxiais conduzidos sobre a amostra da sobrefuração podem indicar deficiências no funcionamento dos extensômetros elétricos. Em testes de fraturamento hidráulico a ausência de uma bem definida pressão crítica de fraturamento pode indicar a reabertura de uma fratura ou junta pré-existente (Amadei & Stephansson, 1997);
- Comparar sempre valores de medições efetuadas em um mesmo furo e através do mesmo método ou, medições paralelas realizadas com diferentes métodos. Essas comparações propiciarão uma medida da consistência das medições efetuadas. Testes repetidos ao longo de um ou, ocasionalmente, mais de um furo podem ser usados para quantificar e aparar a dispersão aparente dos resultados obtidos. Furos múltiplos também podem ser usados para verificações cruzadas. Acredita-se que, em geral, o emprego de métodos híbridos de determinação das tensões *in situ* pode reduzir as incertezas nessas determinações (Cornet e

Valette em 1984, Dey e Brown em 1986, Gray e Toews em 1968 e 1975, Panek em 1966, Walker, Martin e Dzik em 1990, e Worotnicki em 1993, citados por Amadei & Stephansson, 1997). O emprego de métodos estatísticos como os mínimos quadrados e o teste de Monte Carlo podem ser usados para determinar a magnitude e orientação das tensões principais médias bem como o seu domínio de variação para diferentes intervalos de confiança (Amadei & Stephansson, 1997);

- Monitorar, se possível, tanto as condições *in situ* quanto em laboratório tais como umidade, temperatura da rocha e do ar, e a temperatura do fluido de perfuração. A vantagem do monitoramento das condições de teste é que ajustes podem ser feitos de forma a reduzir as incertezas e correções podem ser aplicadas a varias medições (Amadei & Stephansson, 1997);
- Investigar quanto a dispersão observada nas medições pode estar relacionada com efeitos da topografia, anisotropia, heterogeneidades ou alguma estrutura geológica. Tais efeitos podem ser simulados por meio de técnicas analíticas e numéricas (Amadei & Stephansson, 1997).

2.8.5 - INCERTEZAS ESPERADAS

Embora a acurácia varie com o método empregado, deve-se esperar uma dispersão natural dos valores das medições assim como para as outras propriedades da rocha. Segundo Gonano & Sharp (1983) para os dispositivos utilizados em furos "... intervalos de confiança da ordem de $\pm 20\%$ são, em geral, o limite de acurácia passível de ser obtido, mesmo em maciços rochosos que podem ser considerados elástico lineares" (Amadei et al., 1997). Herget (1986) menciona que erros de $\pm 10-15\%$ para as componentes das tensões são comuns. Rocha (1968) conclui que tensões *in situ* podem ser determinadas através do método das almofadas planas com um erro menor que 10%.

As respostas ao que pode ser considerada uma medição de tensões *in situ* aceitável e quão confiáveis devem ser as execuções das determinações das tensões *in situ* são bastante subjetivas. Elas dependem largamente da técnica utilizada, da geologia local e das dificuldades encontradas durante a execução das medições no ambiente geológico de interesse. Segundo Goodman em 1989), citado por Amadei & Stephansson (1997), em geral, os resultados são considerados satisfatórios se são consistentes e fornecem valores de tensões de cerca 0,3 MPa.

Recomenda-se, em geral, que os dados dos valores obtidos nas medições sejam apresentados juntamente com os erros ou intervalos de confiança, incluindo o valor médio e o desvio padrão, tanto para a magnitude quanto para a orientação das tensões (Amadei & Stephansson, 1997).

O efeito combinado do volume envolvido na determinação e os erros associados a cada técnica pode criar discrepâncias quando se comparam medições efetuadas através de diferentes métodos. Gonano & Sharp (1983) estimaram que os erros, em ambos os métodos do fraturamento hidráulico e da sobrefuração, podem conduzir a diferenças de 5-10% na magnitude das tensões determinadas. Doe (1983) encontrou diferenças da ordem de 20% para as magnitudes das tensões obtidas por estes dois métodos. Haimson (1981), comparando resultados de testes de fraturamento hidráulico e de sobrefuração realizados em diversos locais da América do Norte e Suécia encontrou diferenças de $\pm 10^\circ$ nas direções das tensões horizontais determinadas pelos dois métodos, diferenças de ± 2 MPa nas magnitudes das tensões horizontais mínimas e de ± 5 MPa nas magnitudes das tensões horizontais máximas e que a diferença entre as direções dos eixos principais entre os dois métodos era menor que 30° . Ainda segundo o mesmo autor a maior discrepância para a tensão horizontal máxima se deve a erros na estimativa da resistência à tração da rocha para o caso do fraturamento hidráulico e na seleção de valores para as propriedades elásticas da rocha para as análises dos resultados obtidos através da sobrefuração (Amadei & Stephansson, 1997).

2.9 - QUALIDADE DAS MEDIÇÕES DE TENSÕES *IN SITU*

No estabelecimento de um programa de medições de tensões *in situ* existem questões gerais e específicas que devem ser consideradas.

Amadei & Stephansson (1997) analisando resultados de medições de tensões *in situ* realizadas no *Underground Research Laboratory*, em Manitoba, Canadá, levantaram quatro questões de suma importância para o assunto:

- As tensões *in situ* são dependentes da escala em que se situa o método usado?
- Qual é o efeito das estruturas geológicas nas tensões *in situ*?
- Qual a importância das tensões residuais?
- Diferentes métodos conduzem a campos de tensões comparáveis?

Christianson et al. (2002) analisando resultados de medições de tensões realizadas em local destinado a receber resíduos radioativos na Suécia encontraram variações nas magnitudes das tensões de cerca 50% com relação à profundidade e $\pm 30-40^\circ$ em relação ao alinhamento da tensão principal maior, indicando assim problemas com a confiabilidade dos resultados. A questão que se pôs então foi: qual a causa desses problemas? Algumas possibilidades inicialmente levantadas apontavam para os seguintes fatores:

- Variações no campo de tensões causadas por condições geológicas;
- Falta de acurácia em pelo menos alguns dos métodos usados;
- Utilização de métodos além de suas limitações, e.g. aproximações como maciço como meio contínuo, homogêneo, isotrópico e linearmente elástico;
- Baixa qualidade do controle exercido pelo contratado para a realização das medições.

Christiansson et al. (2002) destacam que o entendimento do conceito de tensões em maciços rochosos, a prática necessária à execução das medições, o conhecimento das aproximações adotadas em cada método e suas limitações e a capacidade para interpretar os resultados no contexto dos efeitos que afetam os maciços rochosos, são aspectos importantes para uma acurada estimativa das tensões *in situ*.

Baseados neste estudo os autores propõem uma relação de componentes para a adoção de uma estratégia de avaliação de medições de tensões *in situ*.

Tópico A: Objetivo das Medições e Experiência

Definição do objetivo das medições:

- Qual é o objetivo das medições?
- Qual a acurácia requerida?
- Que procedimentos confirmatórios deverão ser adotados?

Especificação da experiência requerida em medições de tensões:

- Os problemas referentes às medições das tensões *in situ* foram identificados?
- Uma relação de eventuais problemas foi elaborada?
- A literatura atualizada foi identificada e estudada?

- A especificação foi discutida com alguém com experiência prática na medição de tensões *in situ* e, especificamente, com o método a ser usado?

Tópico B: Método de Medição de Tensões.

Especificação do método de medição de tensões:

- Qual o método a ser usado?
- Quais os processos físicos envolvidos?
- Que influência as condições locais podem ter sobre os resultados obtidos pelo método adotado?
- Que problemas foram identificados anteriormente?

Confirmação da adequação do método:

- Com base nas observações das inspeções realizadas, as medições são capazes de medir as tensões *in situ* requeridas?

Disponibilidade de um processo de inspeção:

- Há um processo de inspeção disponível para o método de medição adotado?
- Em caso positivo, o processo foi verificado e validado, quer por métodos teóricos ou práticos, para assegurar que é adequado, fornecendo o objetivo e o conhecimento dos problemas relacionados com as medições das tensões *in situ*?
- O processo de medição é adequado?
- Se um processo de inspeção desejável não estiver disponível, um processo adequado pode ser gerado?

Protocolo para medição de tensões:

- Está sendo desenvolvido um protocolo para ser utilizado com o método de medição das tensões adotado que incorpore aspectos relativos a inspeções técnicas e de qualidade?

Tópico C: Tratamento dos dados, Interpretação, Validação e Apresentação.

Registro, confiabilidade e tratamento dos dados:

- Que procedimentos são adotados para assegurar que os dados são registrados de forma acurada e segura?
- Todos os riscos com as medições de tensões *in situ* foram identificados?
- Que procedimentos são adotados para assegurar que os dados brutos obtidos são confiáveis?
- Como os dados serão tratados?
- Que procedimentos são adotados para assegurar que não ocorrerão erros durante o tratamento dos dados?
- Existe um protocolo para estudo de caso para os itens registro, confiabilidade e tratamento dos dados?

Interpretação dos dados:

- Quais são as características iniciais dos dados a serem interpretados e as tendências identificadas?

Validação dos dados:

- Os resultados são compatíveis com dados relevantes existentes e características da área?
- As condições da área estão contidas nas simplificações assumidas para o método adotado?
- As propriedades elásticas determinadas são realistas?

Apresentação dos resultados:

- Os resultados serão apresentados de forma clara?

Tópico D: Conclusões das Inspeções Técnicas.

Adequação das medições de tensões *in situ*:

- As medições das tensões foram conduzidas adequadamente, fornecendo o seu objetivo intrínseco e o conhecimento científico e prático sobre a área em estudo?
- A documentação do controle de qualidade, aquisição, tratamento e interpretação dos dados, é confiável?

Considerações gerais sobre as inspeções técnicas:

- Quais são as conclusões das inspeções técnicas a respeito da adequação das medições de tensões, mencionada no item anterior?
- Quais recomendações devem ser feitas sobre as atividades de medição de tensões realizadas?

CAPÍTULO 3. METODOLOGIA DE INVESTIGAÇÃO

A avaliação dos métodos descritos no Capítulo 2 conduziu à seleção de dois métodos para este estudo. Os métodos selecionados foram:

- Sobrefuração, acarretando o desenvolvimento de uma célula triaxial a partir de modelo já existente empregado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa;
- Cancelamento das deformações, com o conseqüente desenvolvimento de um pressiômetro apto a operar em furos de sondagem.

A motivação para essa seleção residiu na possibilidade de emprego dual desses métodos, ou seja, aplicáveis a maciços rochosos e estruturas de concreto sendo que nestas últimas, as intervenções deveriam ser minimamente invasivas e passíveis de serem realizadas em espaços restritos. Os métodos selecionados deveriam também utilizar dispositivos padronizados e facilmente disponíveis no mercado, reduzindo assim os custos com as determinações.

Após a definição dos métodos que seriam adotados para a determinação das tensões *in situ*, com base na revisão bibliográfica, foi estabelecida uma metodologia que conduzisse ao dimensionamento preliminar, tanto da célula triaxial quanto do pressiômetro, incluindo-se aqui o desenvolvimento de todos os acessórios, e campanhas de avaliação dos dois dispositivos.

3.1. DESENVOLVIMENTO DA CÉLULA TRIAXIAL

O desenvolvimento da célula triaxial seguiu diversas etapas. Na primeira etapa efetuou-se uma análise dos possíveis pontos de melhoria na célula adotada como referência qual seja, a célula do Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, Portugal, com ênfase nos seguintes pontos:

- Possibilitar doze diferentes direções de medida em lugar das sete da célula anteriormente utilizada, assegurando um maior número de dados;
- Igualar o ângulo sólido sob o qual o estado de tensão é amostrado em cada roseta, uma vez que cada uma delas é constituída por uma única base, com quatro grades extensométricas iguais e superpostas, uniformizando assim a sensibilidade das rosetas;

- Tornar possível que os extensômetros de uma mesma roseta atuem numa mesma diversidade cristalina;
- Propiciar mais sensibilidade à célula em função da menor espessura da parede;
- Promover o alívio das tensões num mesmo instante para os doze extensômetros, instante este correspondente à passagem da ferramenta de perfuração pela zona em que estão situadas as rosetas;
- Tornar a célula mais curta que a de referência requerendo menor comprimento de sobrefuração, acarretando assim um menor tempo para a operação, com menor custo;
- Utilização de equipamentos de sondagem dentro dos padrões rotineiramente empregados e, portanto disponíveis no mercado;
- Utilização de um Módulo de Aquisição de Dados, MAD, acoplado à célula tornando mais rápida sua instalação em função da eliminação dos cabos de aquisição de dados e das hastes de posicionamento;
- Implantação de sensor de temperatura para possibilitar correções nos dados após as determinações.

Foi realizada uma modelagem inicial da célula utilizando-se o programa EXAMINE^{3D} para uma otimização da relação comprimento/diâmetro, com a modelagem simulando diferentes trajetórias e direções, aleatoriamente escolhidas, das tensões principais aplicadas que podem ser visualizadas no canto direito superior das figuras e suas direções coincidem com as direções dos sistemas triortogonais de eixos mostrados ao lado da célula em cada figura.

As Figuras 3.1 a 3.30 ilustram os resultados obtidos, os quais conduziram a uma relação comprimento/diâmetro otimizada de 6:1, na qual fica evidenciada a concentração das tensões no trecho médio da célula, ou seja, na região de interesse para a colagem dos extensômetros elétricos de resistência.

A região de redução do diâmetro do furo de sondagem correspondente ao início do trecho de ensaio foi também modelada, apresentando resultados que indicam não haver concentrações de tensões dignas de atenção especial nesta singularidade do furo (Fig. 3.30).

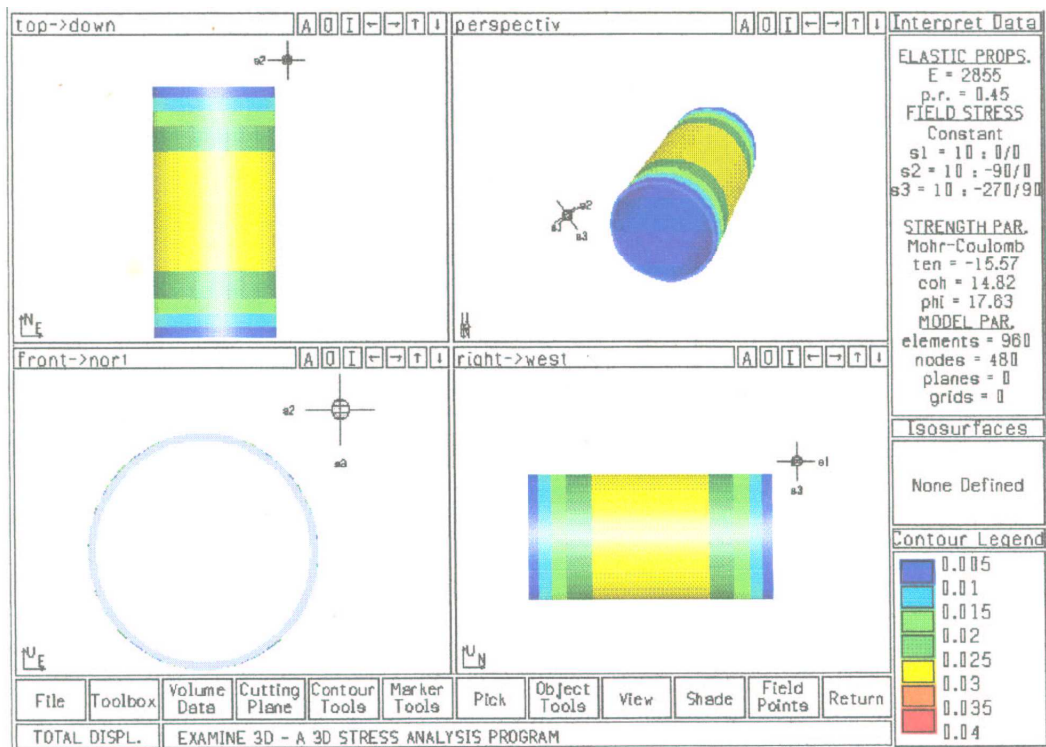


Figura 3.1 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 2:1 e tensões principais $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa aplicadas segundo as direções do sistema de eixos apresentado.

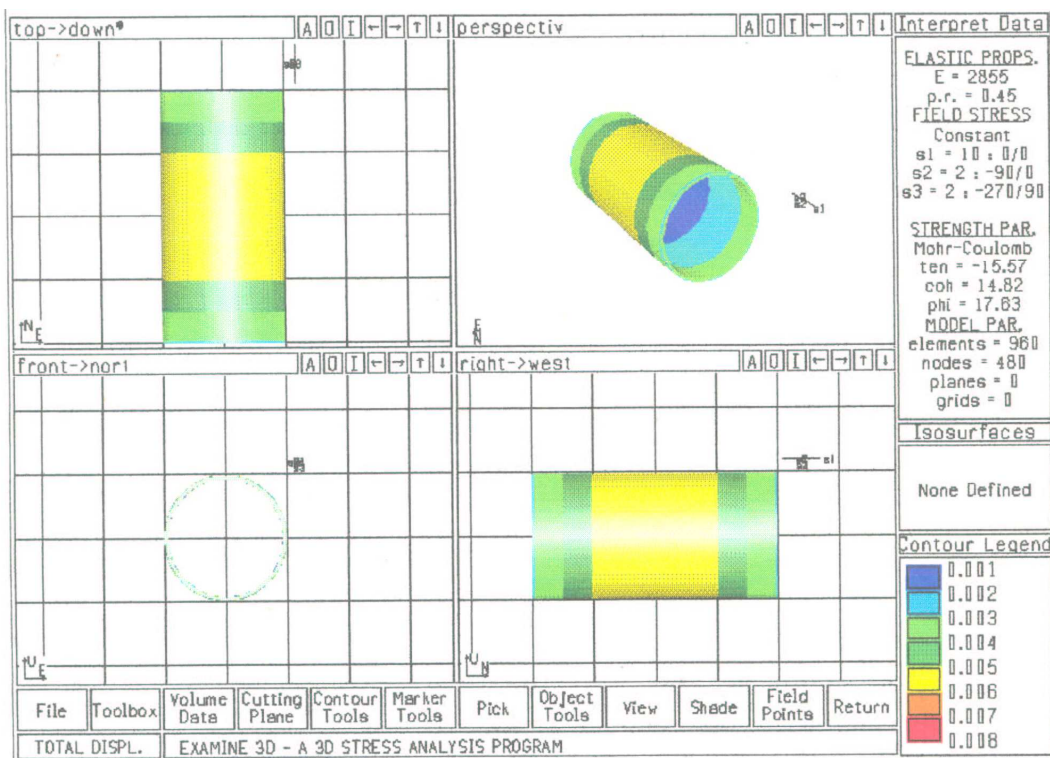


Figura 3.2 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 2:1 e tensões principais $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa aplicadas segundo outra direção.

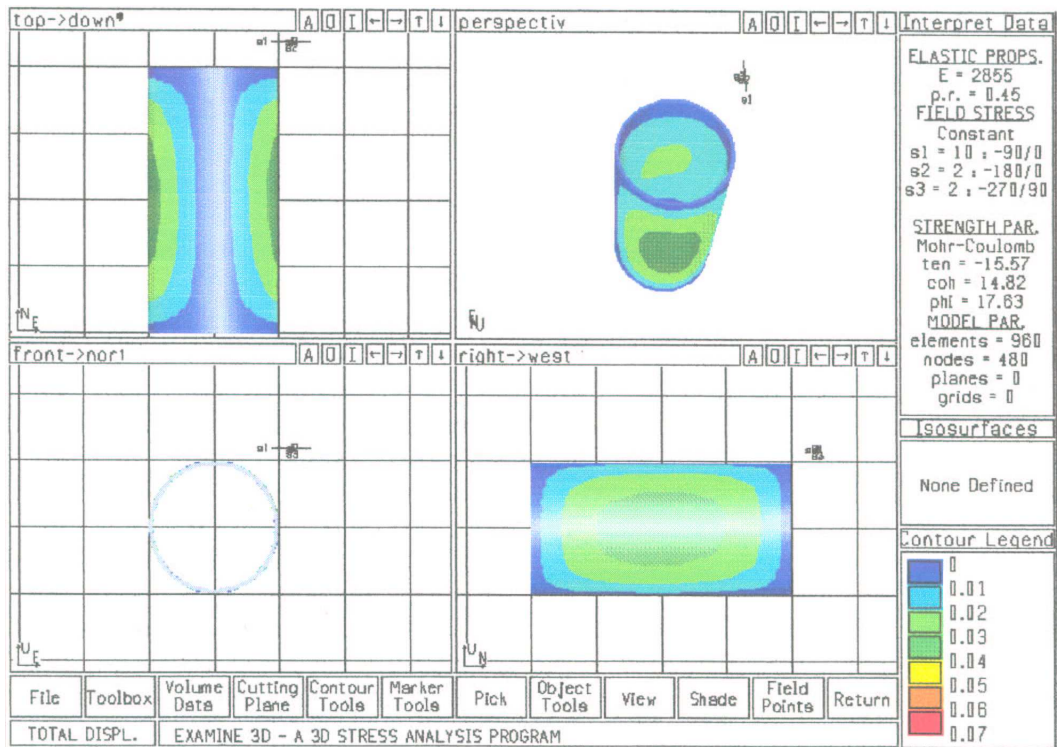


Figura 3.3 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

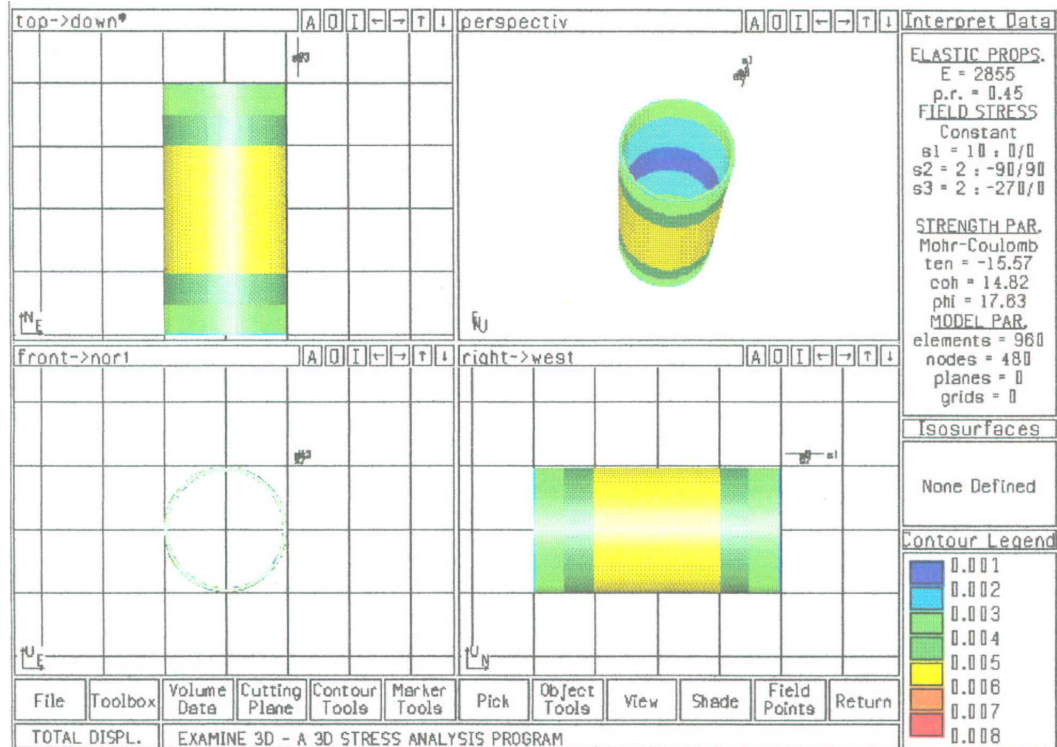


Figura 3.4 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

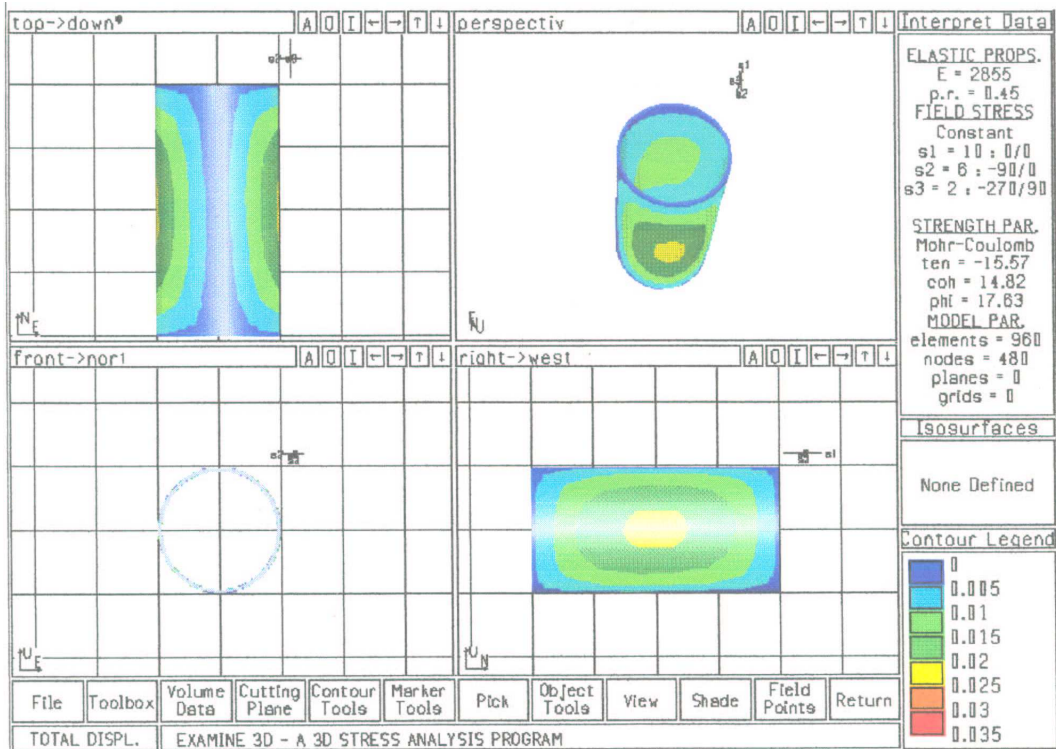


Figura 3.5 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

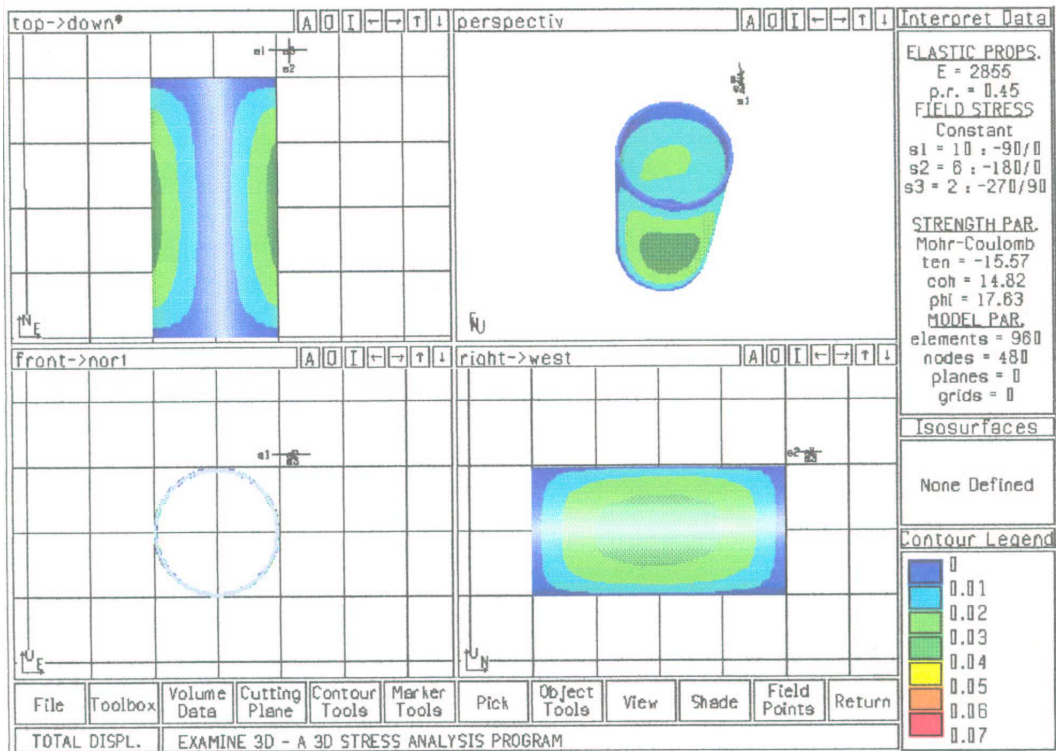


Figura 3.6 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

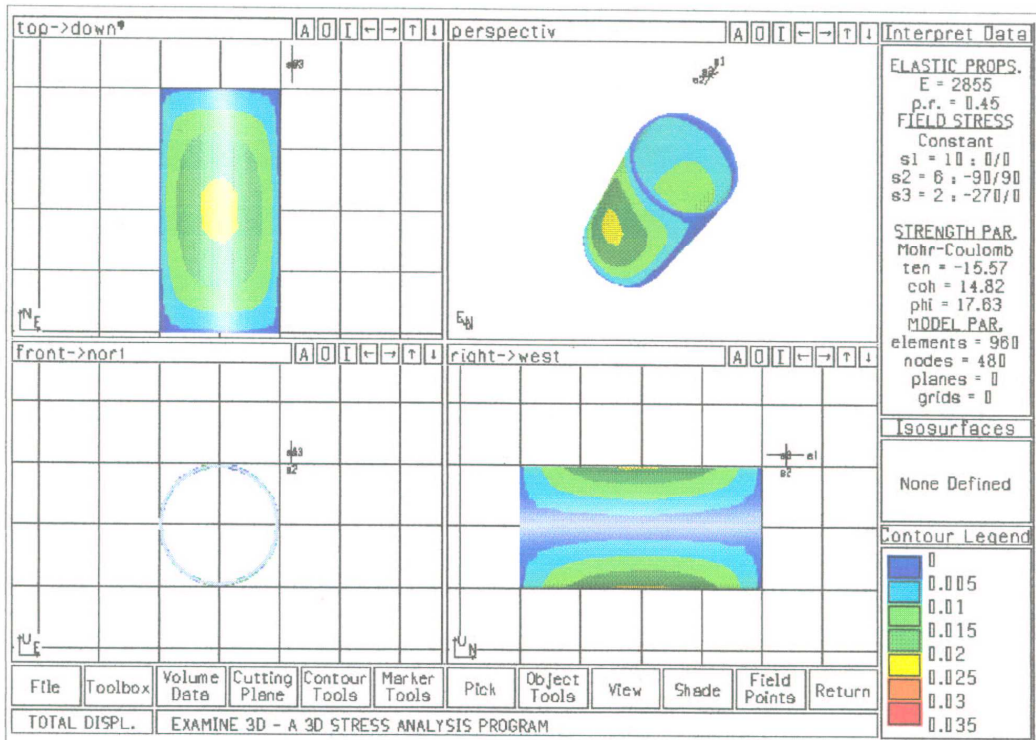


Figura 3.7 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 2:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

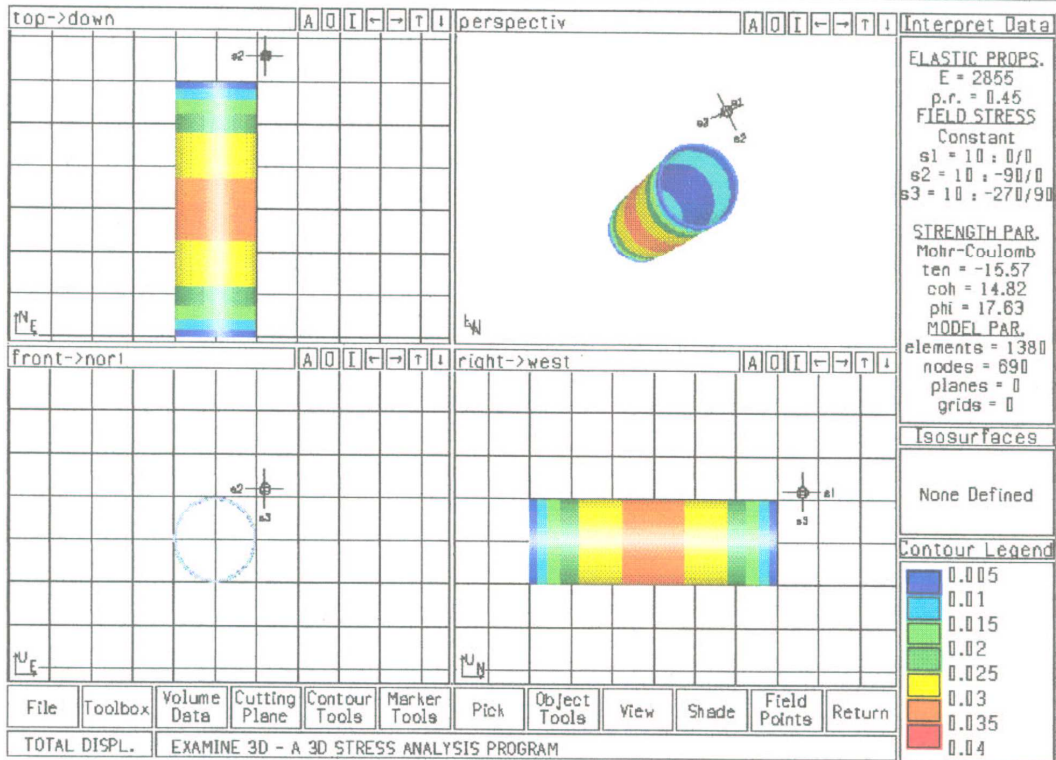


Figura 3.8 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa.

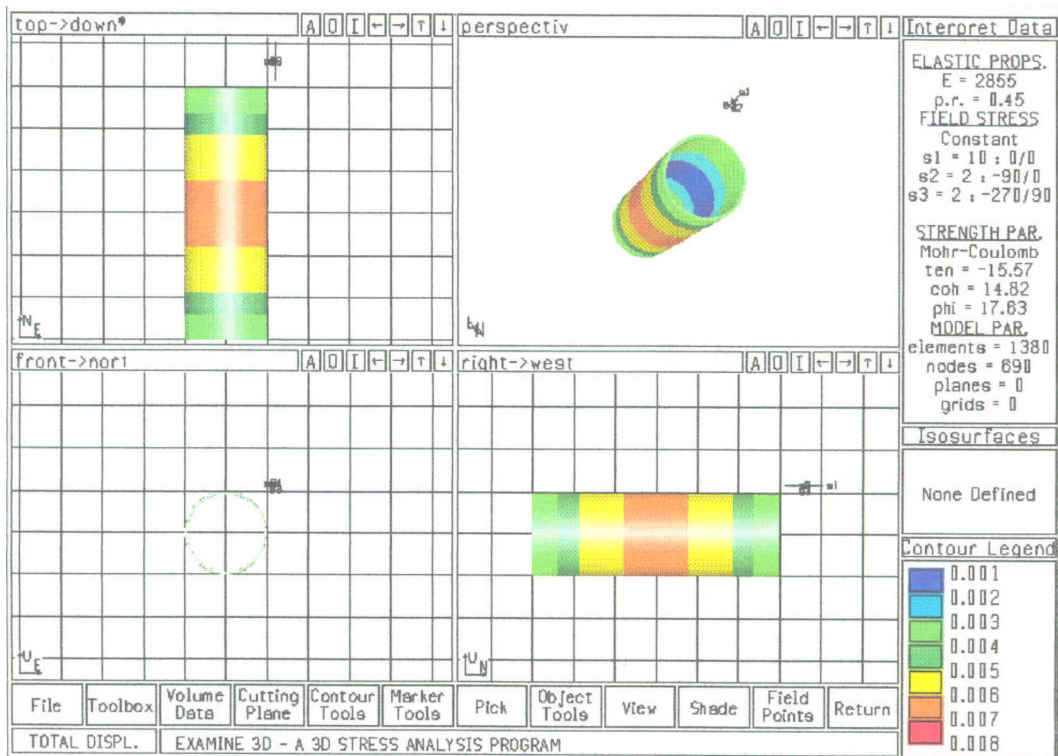


Figura 3.9 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

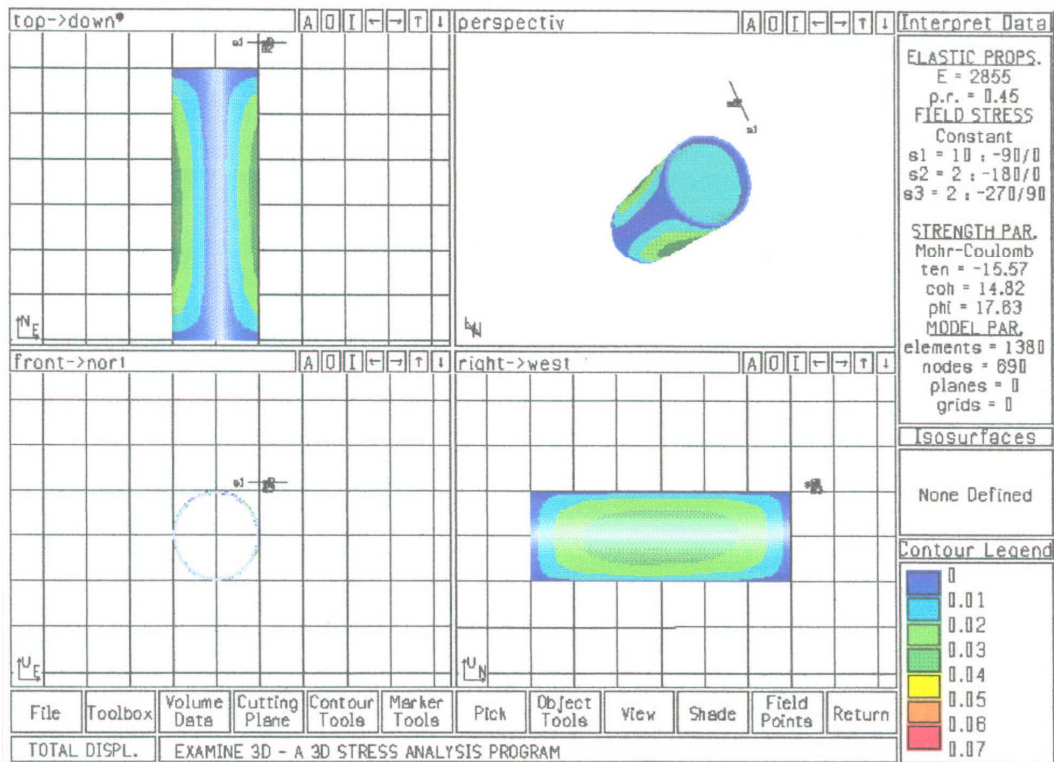


Figura 3.10 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

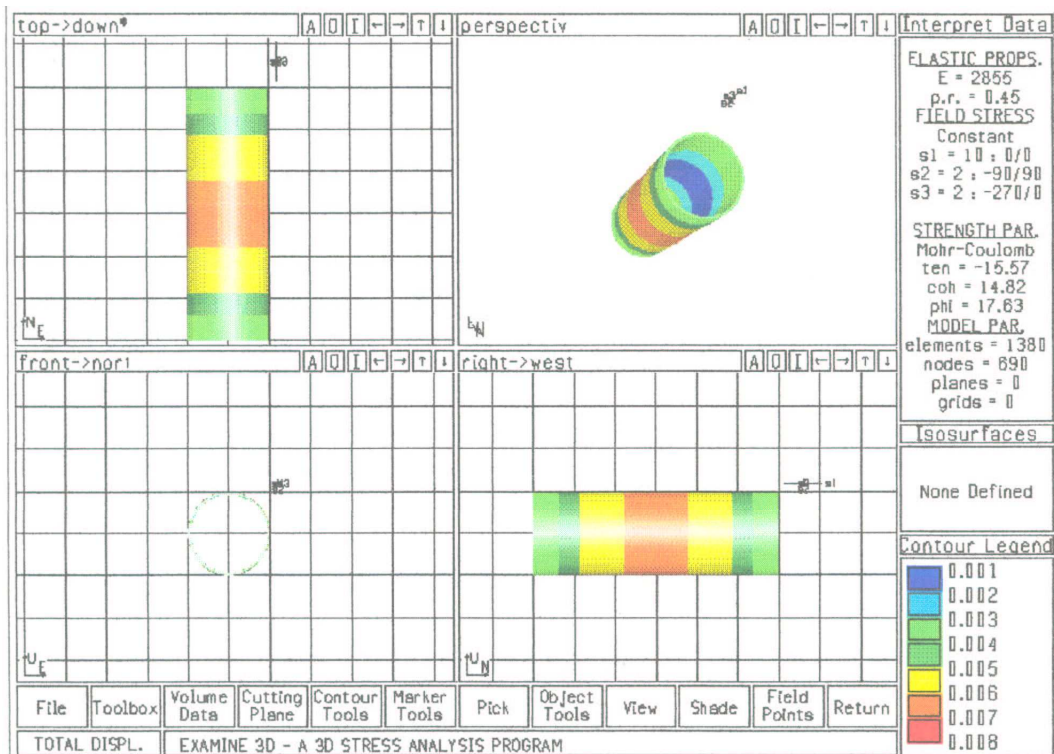


Figura 3.11 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

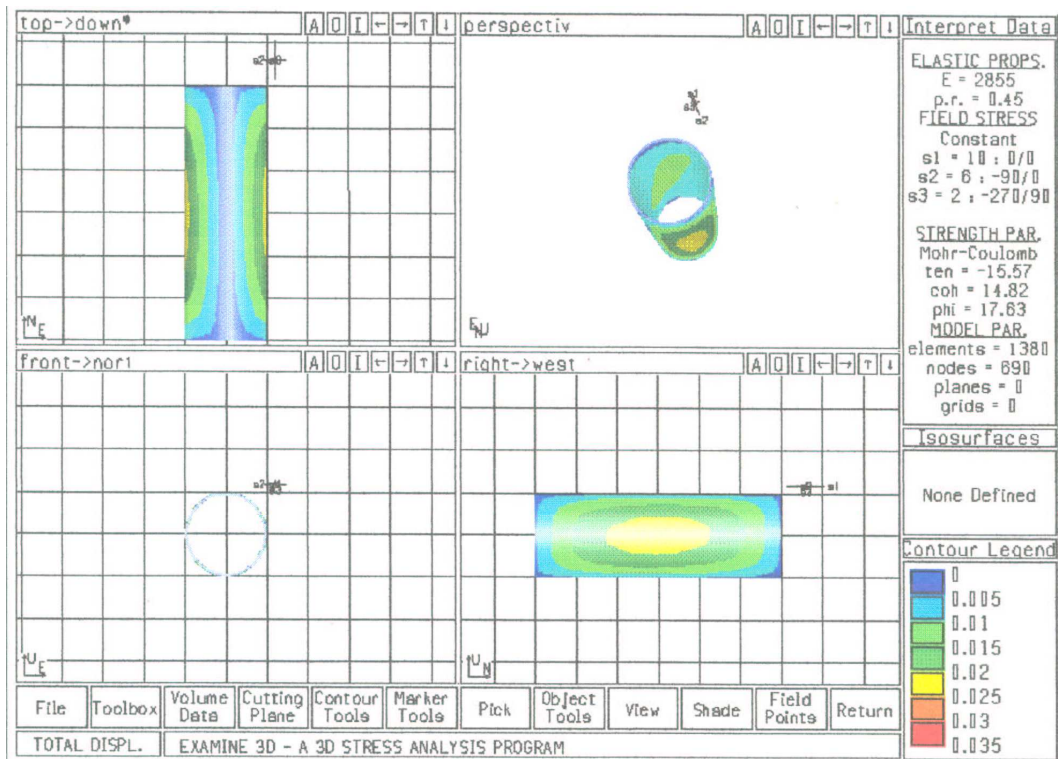


Figura 3.12 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

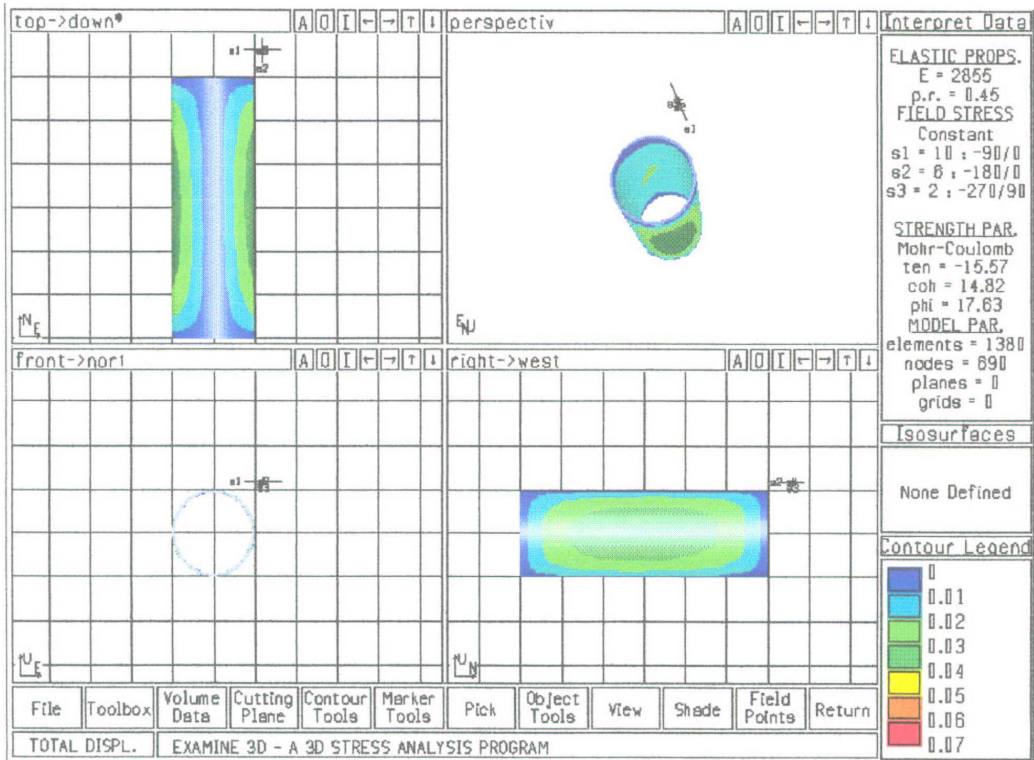


Figura 3.13 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

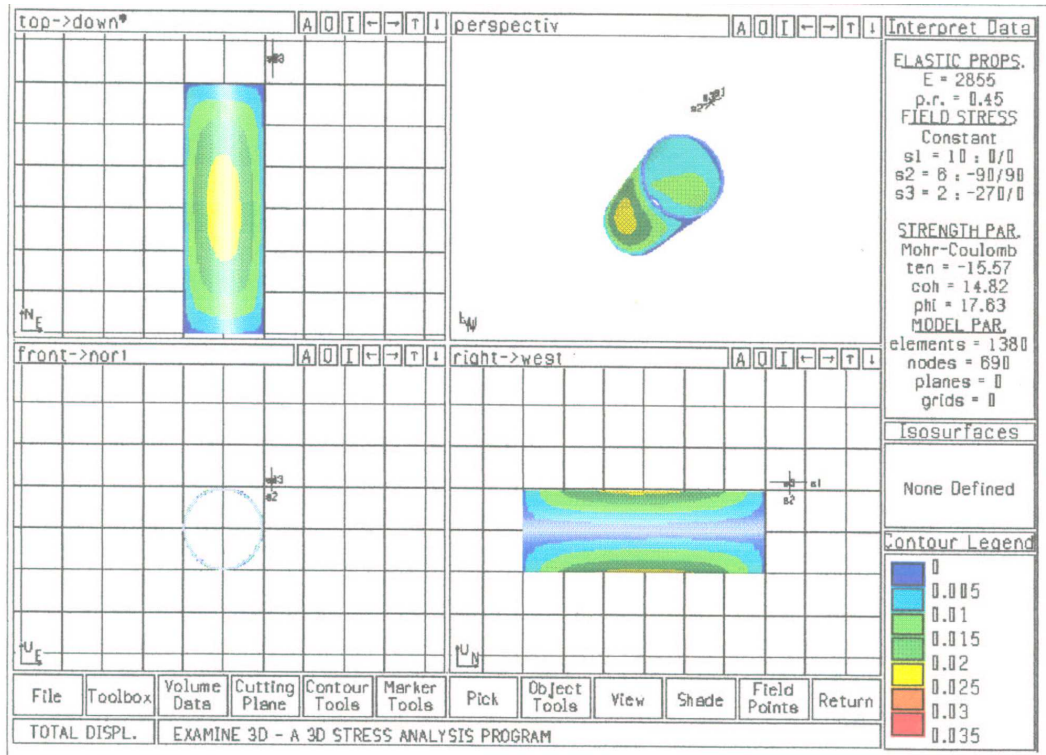


Figura 3.14 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 3:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

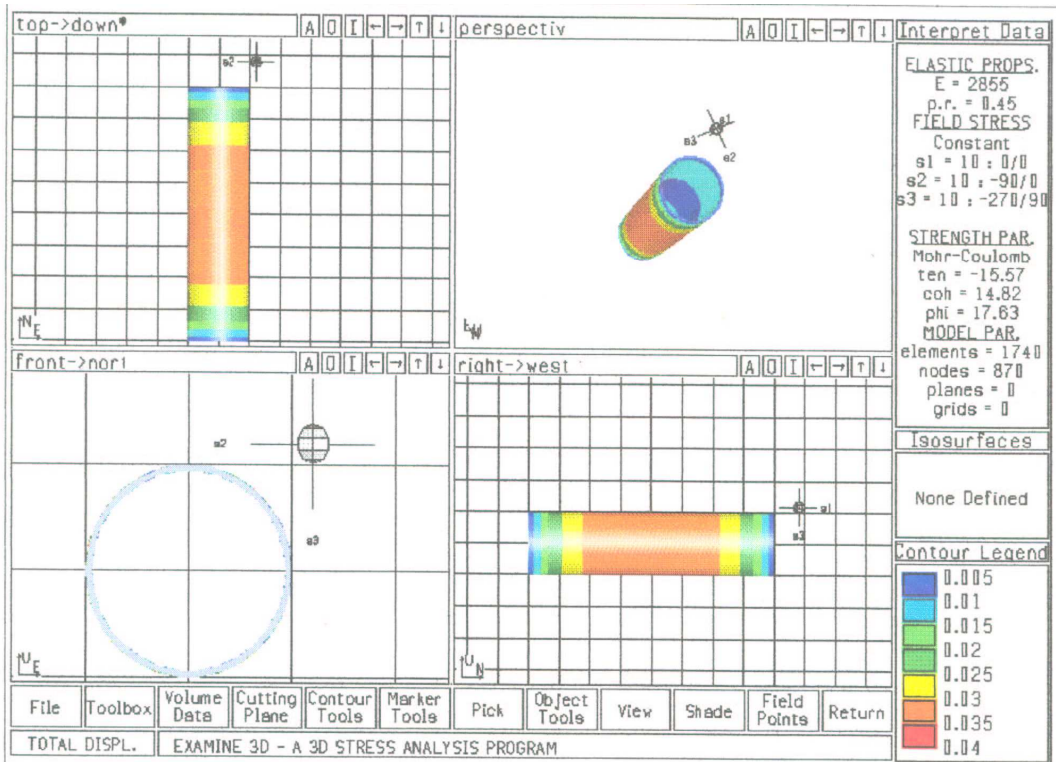


Figura 3.15 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa.

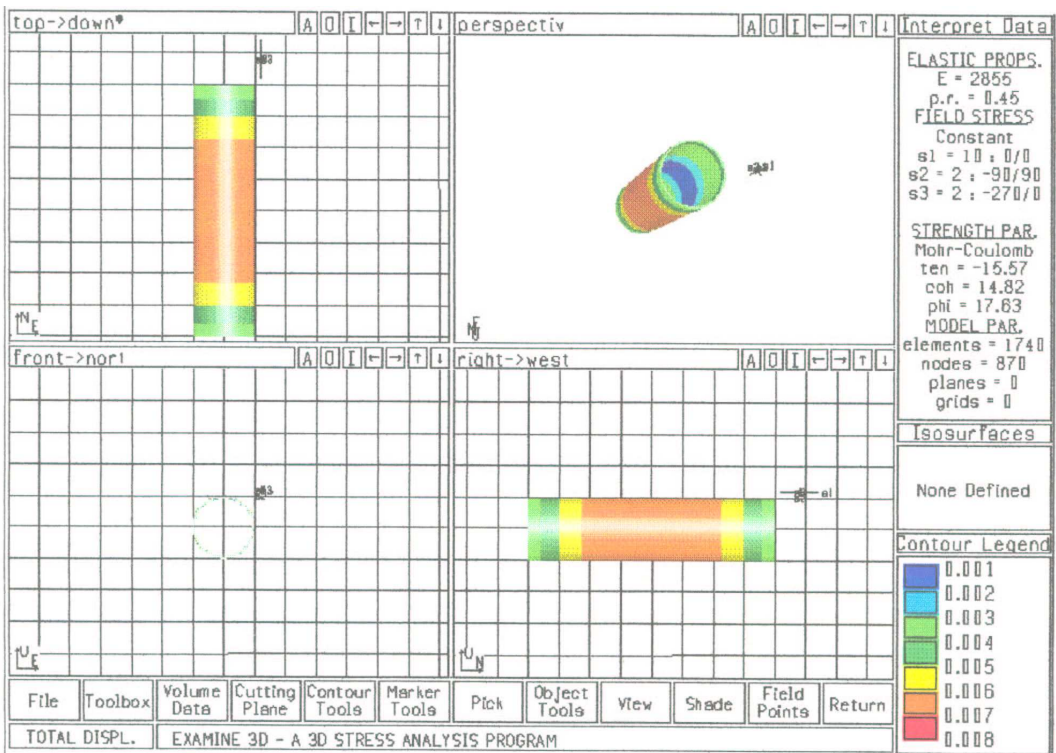


Figura 3.16 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

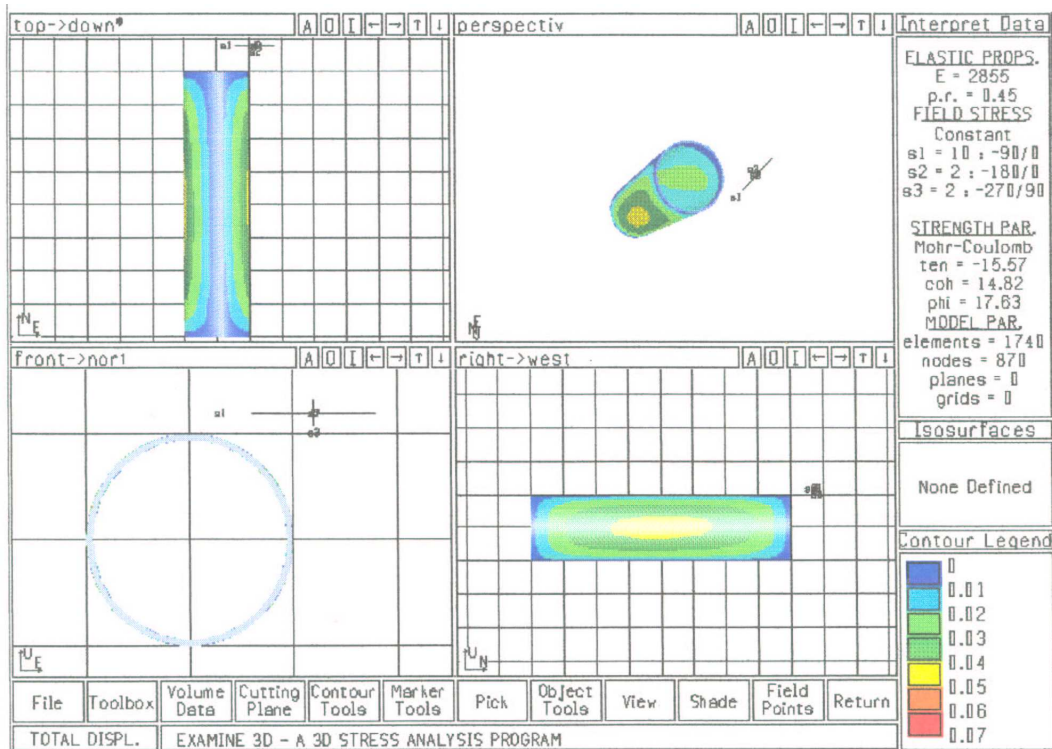


Figura 3.17 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

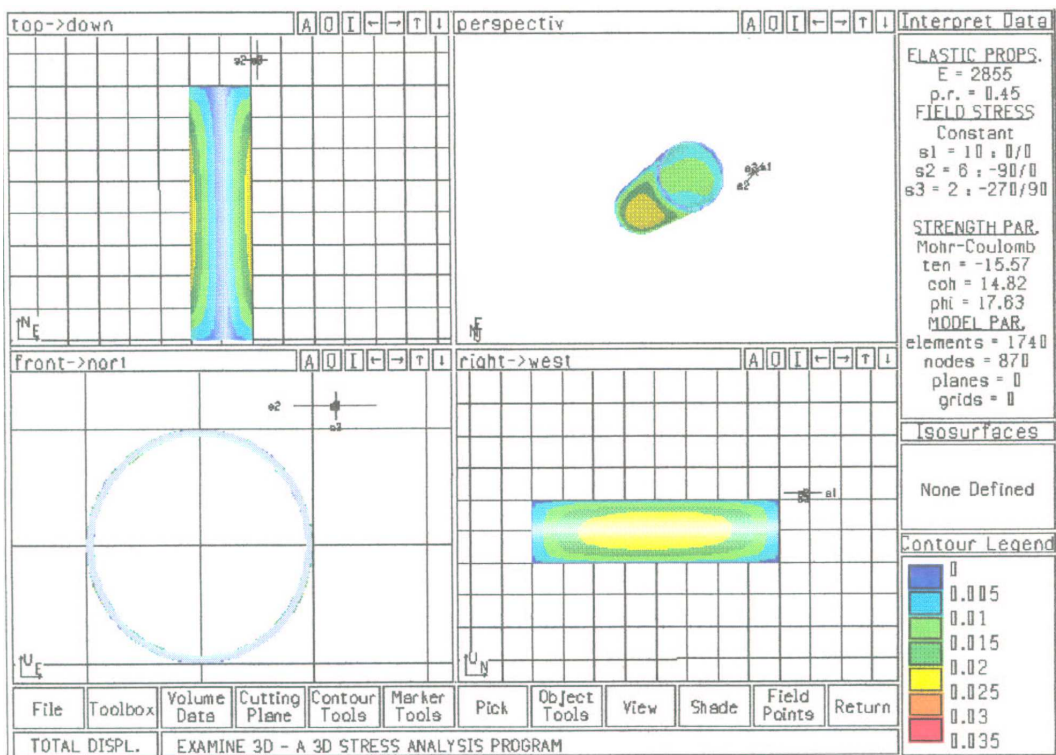


Figura 3.18 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

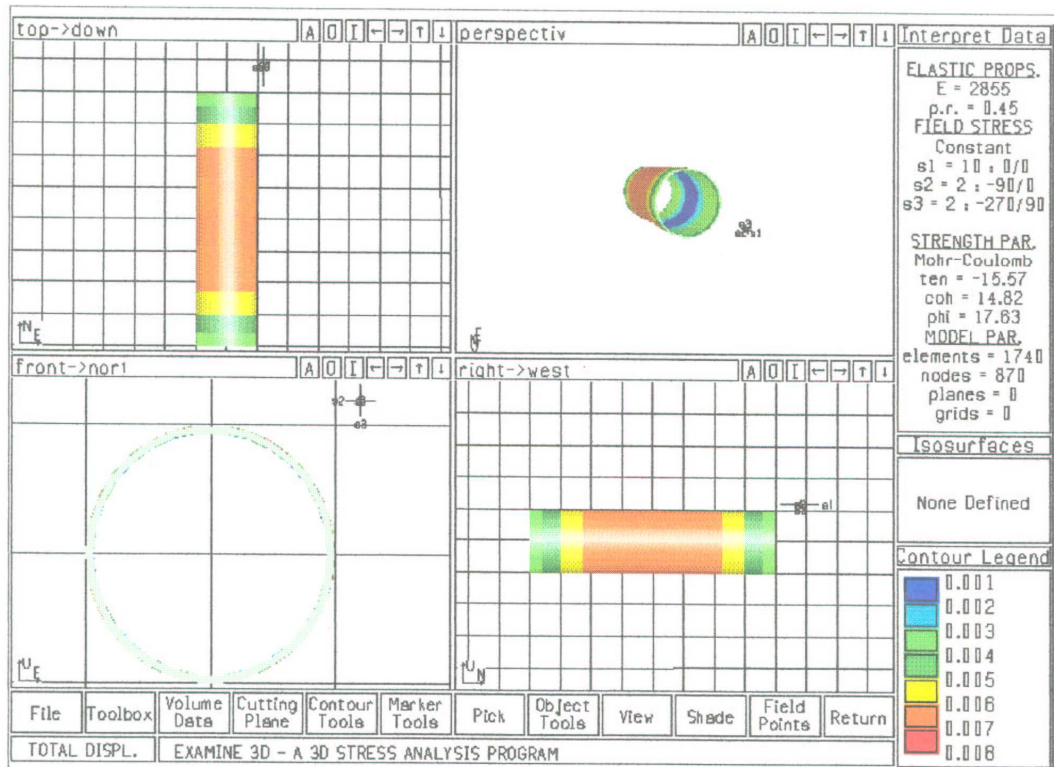


Figura 3.19 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 4:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

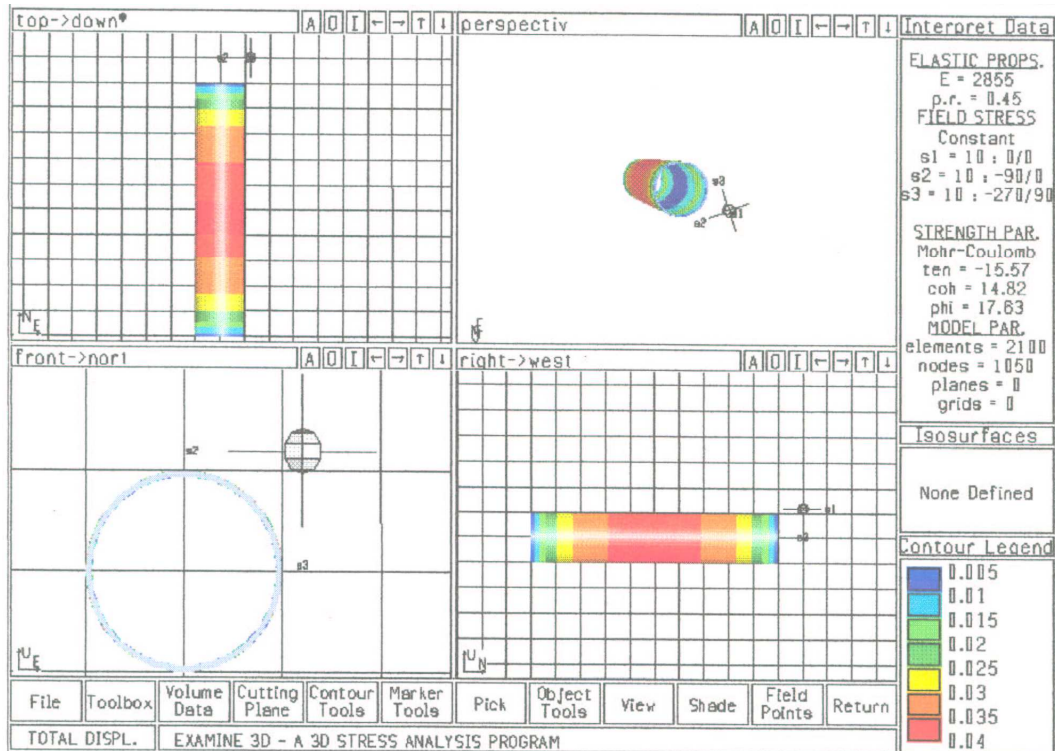


Figura 3.20 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa.

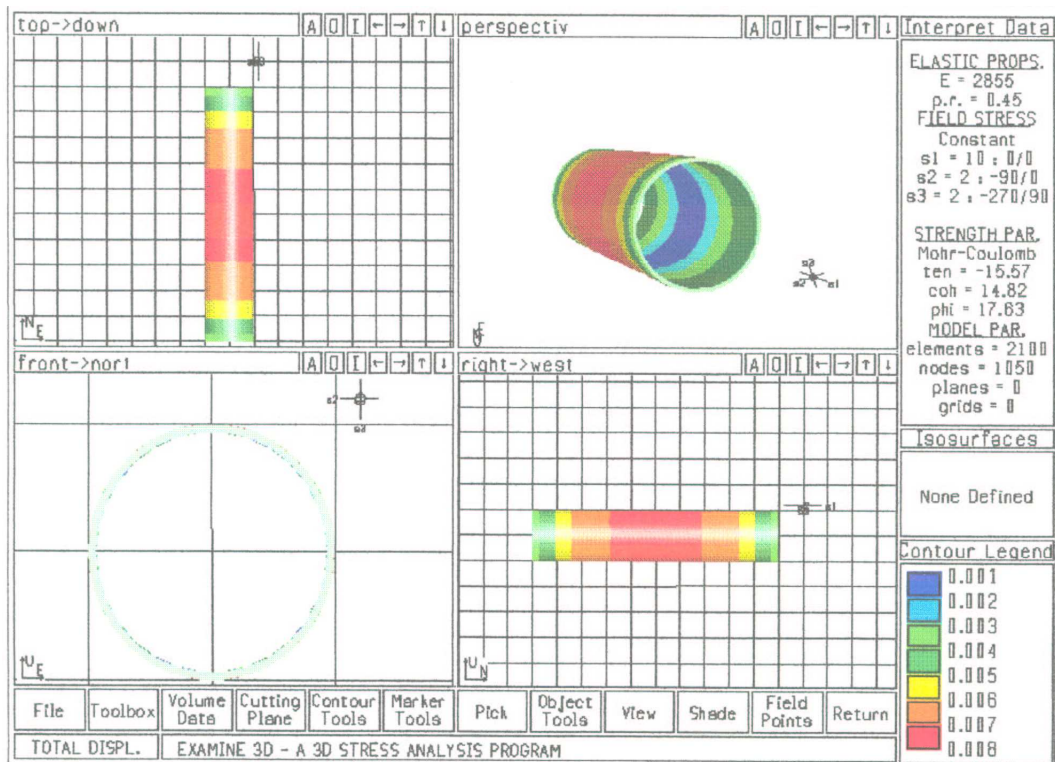


Figura 3.21 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

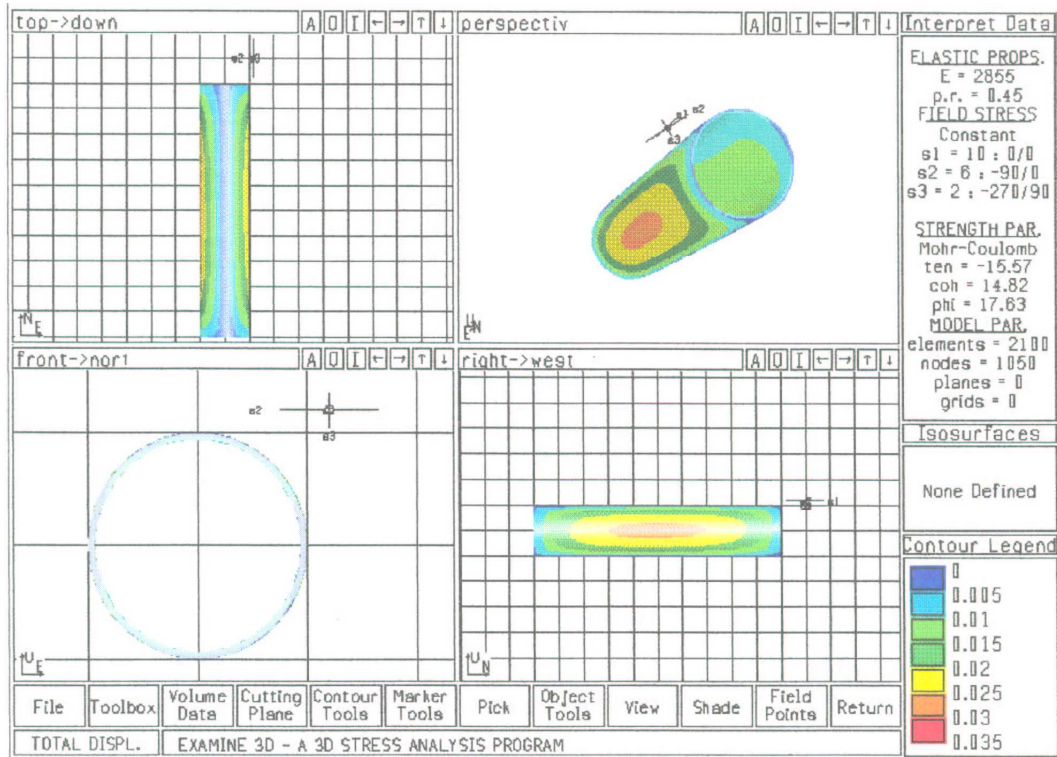


Figura 3.22 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

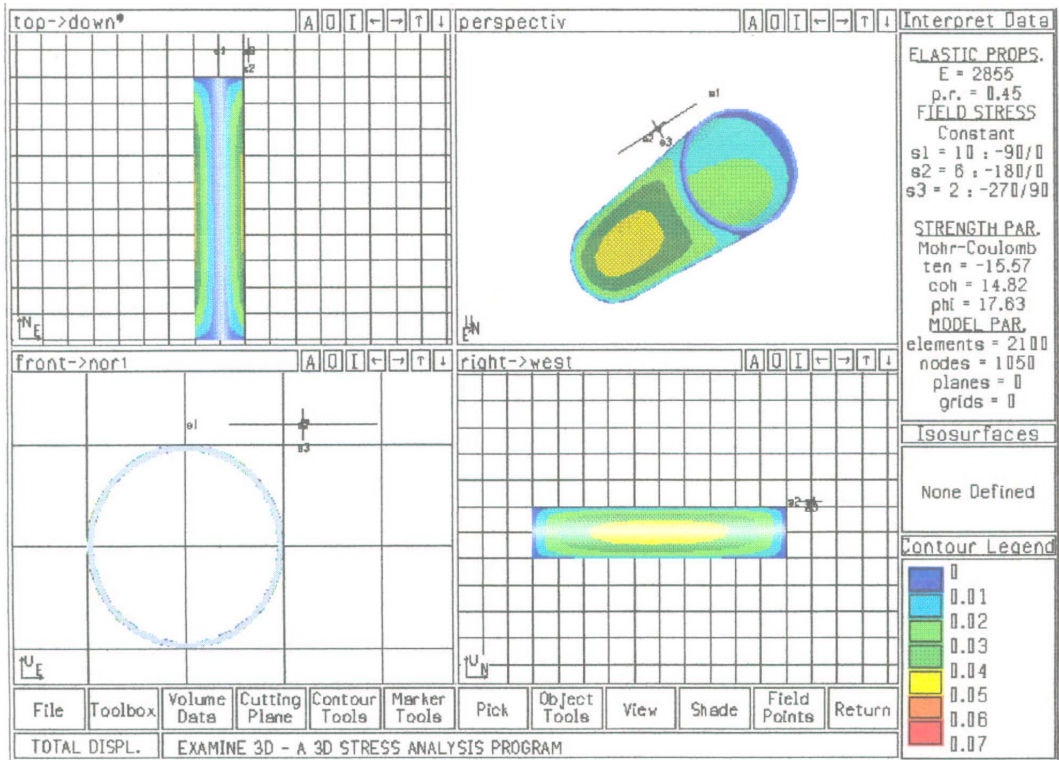


Figura 3.23 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

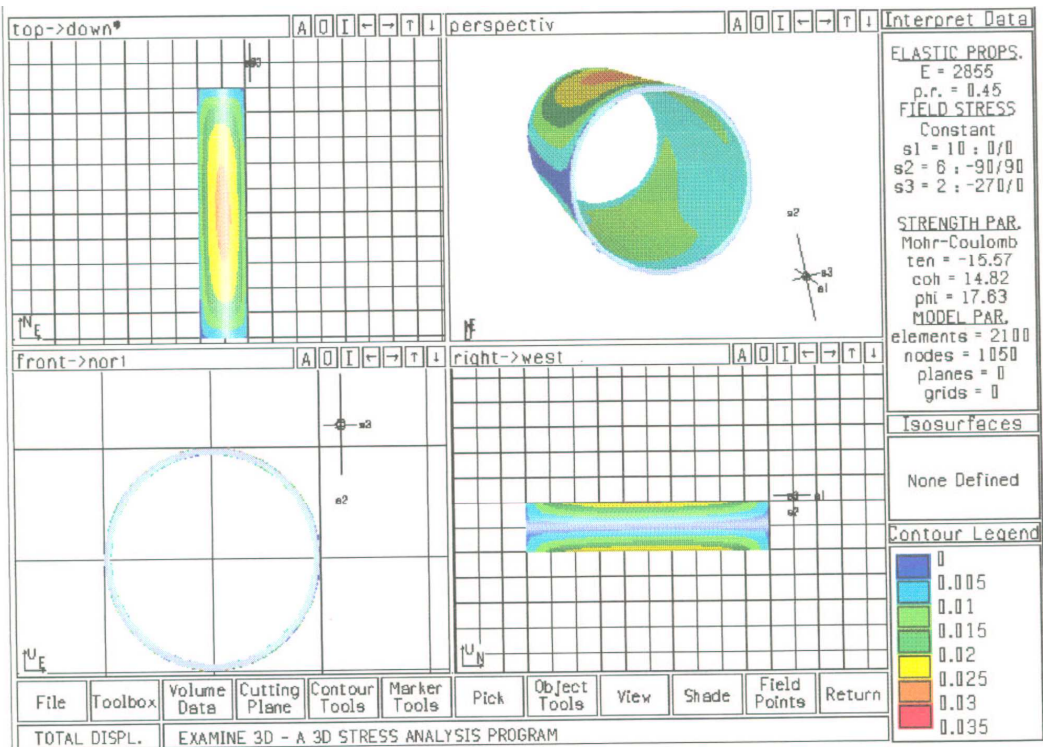


Figura 3.24 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 5:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

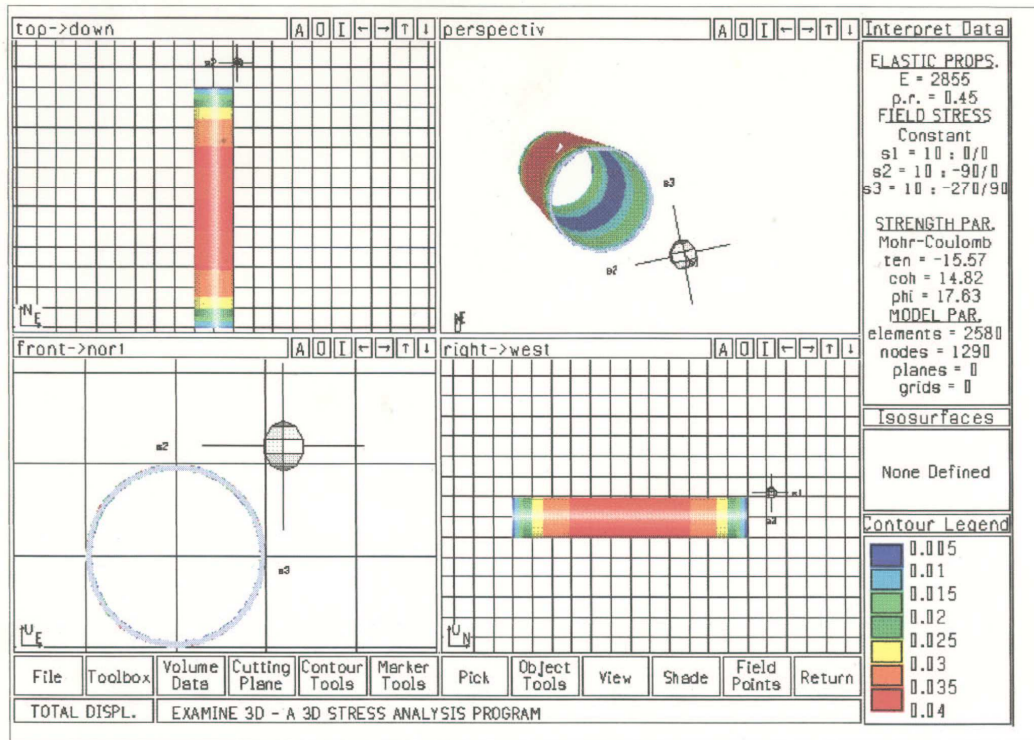


Figura 3.25 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 10$ MPa.

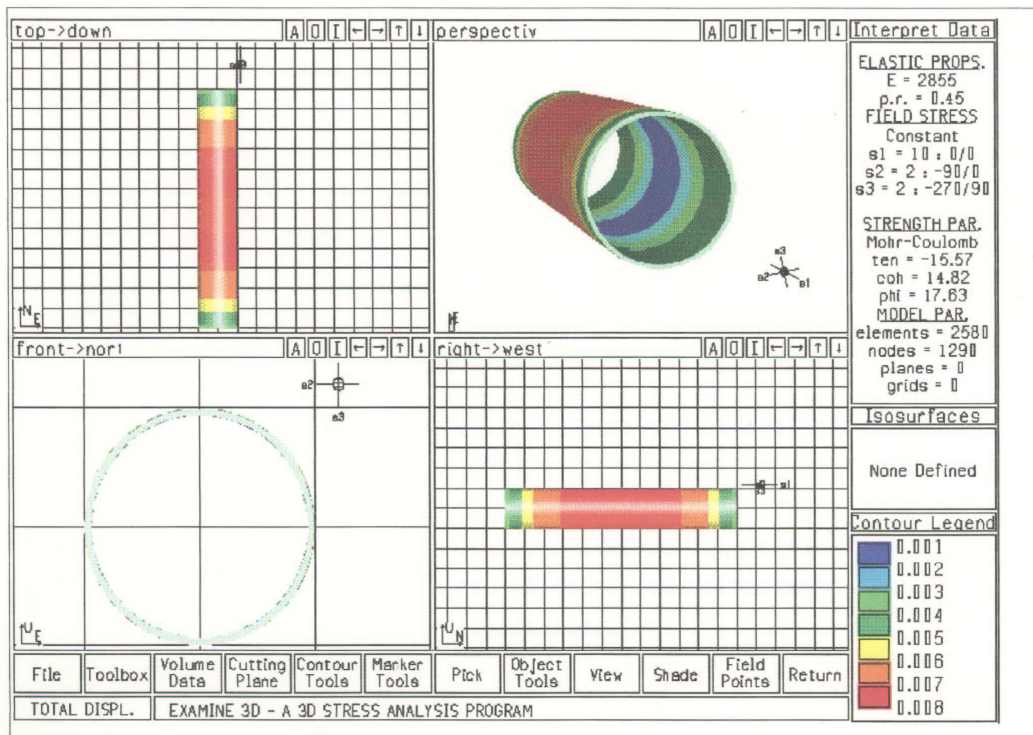


Figura 3.26 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1 = 10$ MPa e $\sigma_2 = \sigma_3 = 2$ MPa.

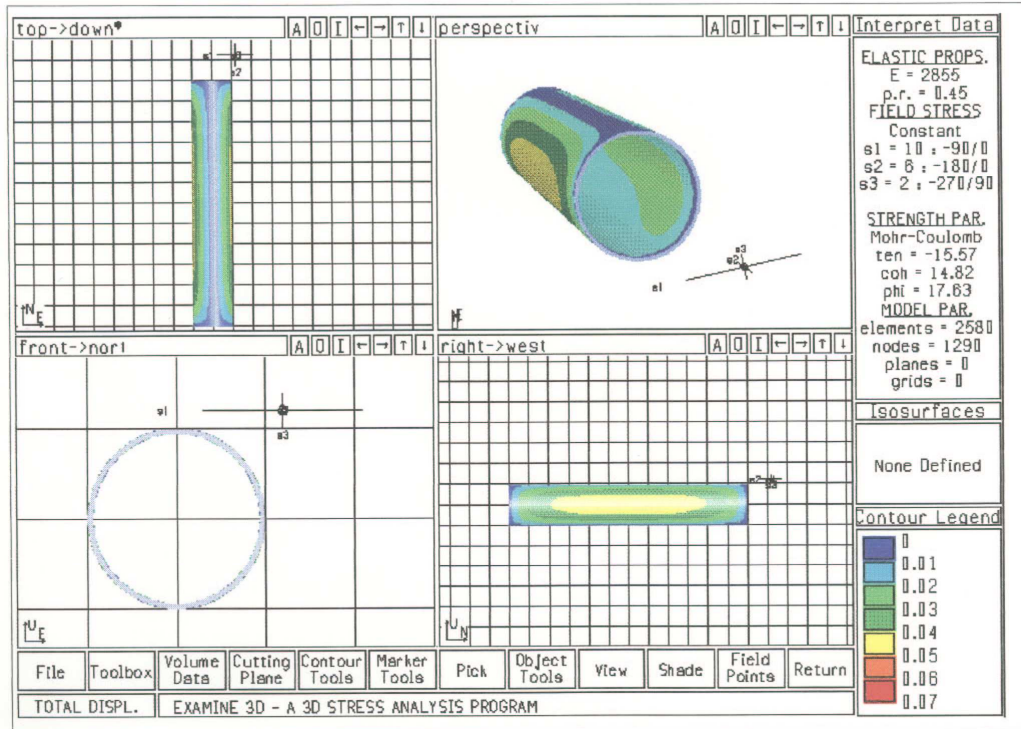


Figura 3.27 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

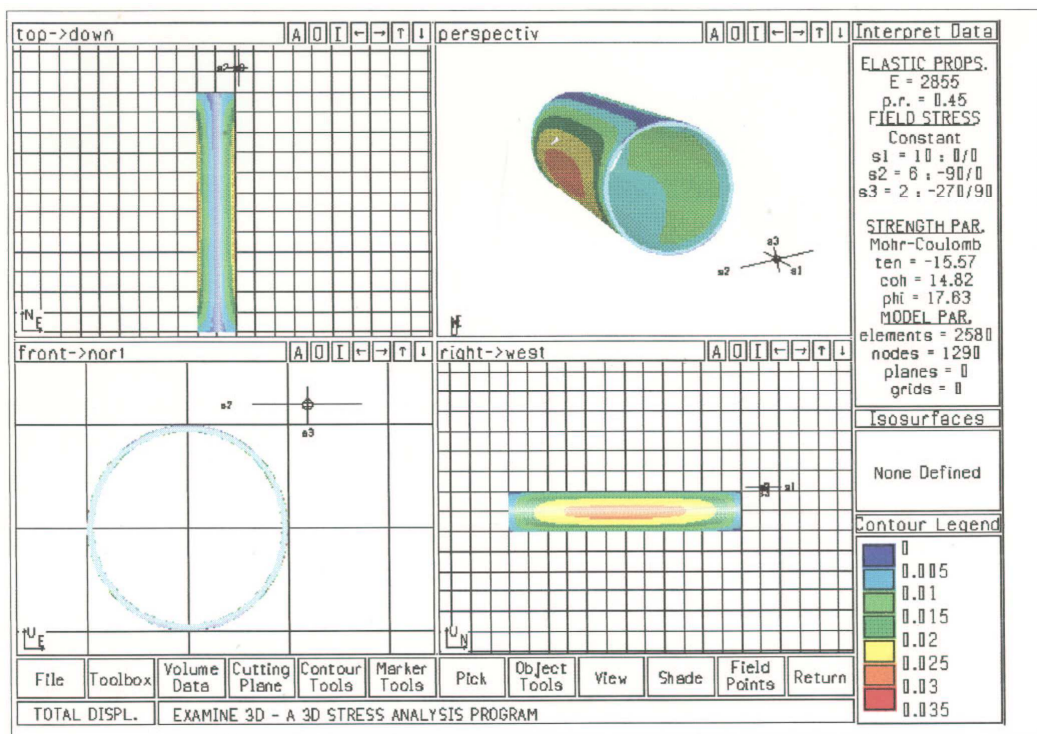


Figura 3.28 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

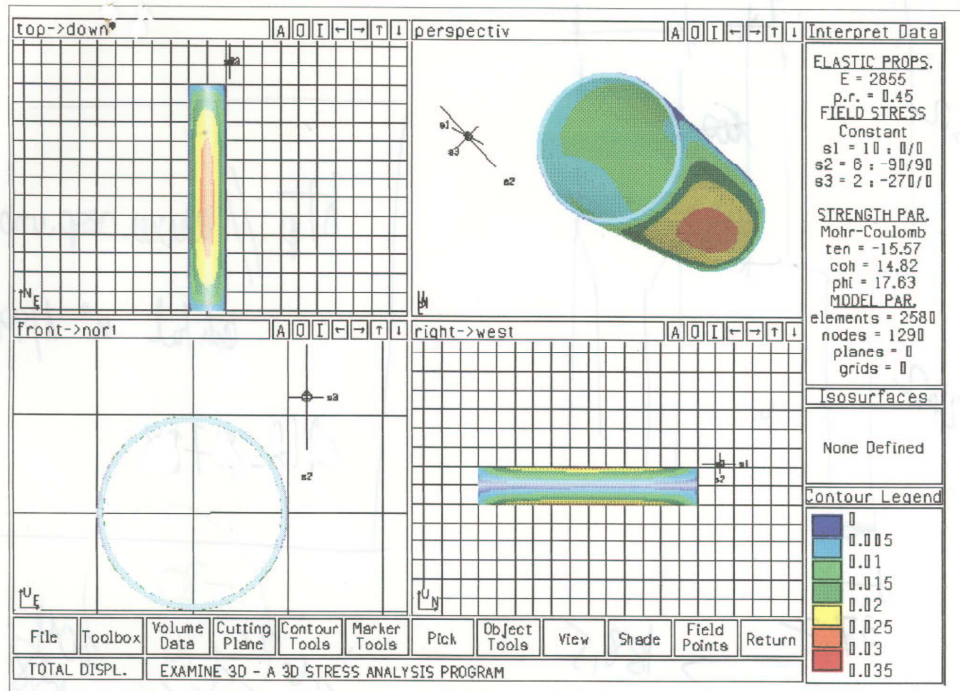


Figura 3.29 – Modelagem com relação comprimento/diâmetro igual a 6:1 e tensões $\sigma_1 = 10$, $\sigma_2 = 6$ e $\sigma_3 = 2$ MPa.

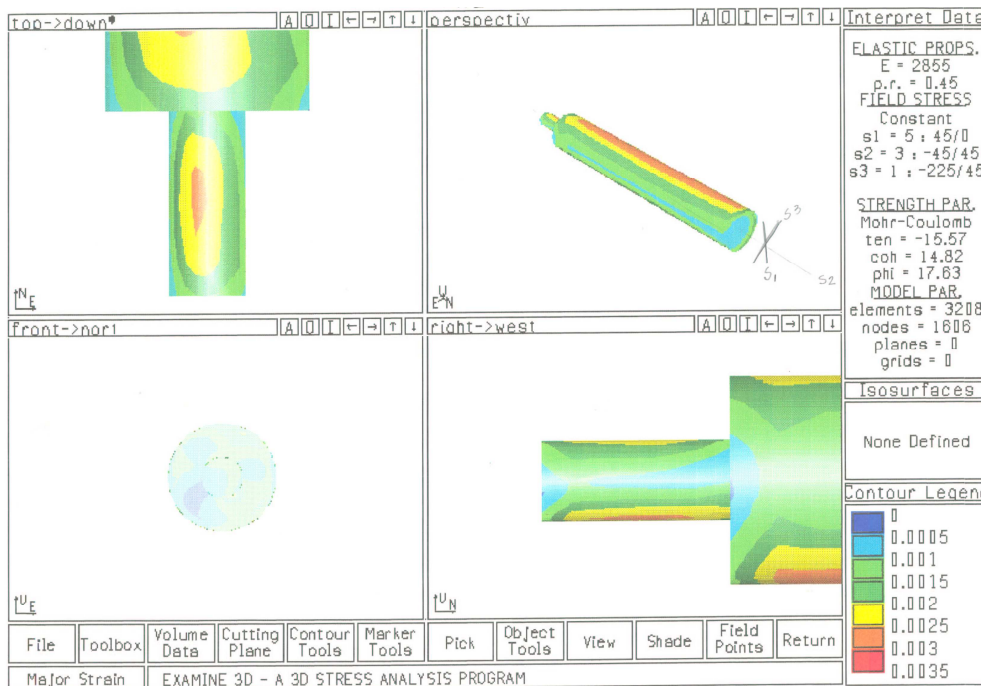


Figura 3.30 – Modelagem da singularidade correspondente à redução do furo com diâmetro HX (sobrefuração) para o furo com diâmetro EX, com tensões $\sigma_1 = 5$, $\sigma_2 = 3$ e $\sigma_3 = 1$ MPa.

Na segunda etapa do desenvolvimento foram selecionados os materiais e dispositivos que compõem a célula envolvendo:

- Testes com resinas epóxi de baixa viscosidade com a escolha final recaindo sobre a resina JLA 0198, desenvolvida pela SHEIKAN ANCOR-JET COMERCIAL E INDUSTRIAL LTDA. Trata-se de uma resina bicomponente, com tempo de pega de cerca de 2 h à temperatura de 22° C e módulo de elasticidade de 22,6 GPa e coeficiente de Poisson de 0,17, parâmetros determinados em ensaio uniaxial. Esta mesma resina é utilizada para solidarizar a célula à rocha dentro do furo de sondagem de forma a evitar variações no módulo de elasticidade entre esta interface, a camada de resina de colagem e a célula, o que ocorre quando as resinas são distintas.
- Seleção dos extensômetros elétricos de resistência (Micro-Measurements Division, 1996) com a escolha inicial recaindo sobre:
 - Tipo WA-00-250AE-350, Fig. 3.31, utilizado como compensador térmico na ponte de Wheatstone (dummy gage), (Tuppeny et al, 1970, Karandeyev, 1970, Hoffmann, 1984 e 1989), tendo como características técnicas: Extensômetro de emprego geral, unidirecional, totalmente encapsulado com resina de fibra de vidro reforçada com resina epóxi-fenólica, grade em liga de constantan na forma de temperatura auto-compensada, auto-compensação de temperatura adequada ao emprego em materiais rochosos com coeficiente de expansão térmica linear de 0,5 PPM/° na faixa de 0° a 100° C, comprimento e largura da grade ativa de 6,35 mm, resistência de 350 Ohms \pm 0,3%, sensibilidade transversal de -1,3 % \pm 0,2 e fator de extensômetro de 2,12 a 24° C.
 - Tipo WA-00-250WF-350, Fig. 3.32, utilizado como elemento de medição das deformações, colado no exterior da célula triaxial, tendo como características técnicas: Extensômetro de emprego geral, com quatro grades ativas superpostas com centro comum e dispostas a 45° entre si formando uma roseta de extensômetros, totalmente encapsulado com resina de fibra de vidro reforçada com resina epóxi-fenólica, grades em liga de constantan na forma de temperatura auto-compensada, auto-compensação de temperatura adequada ao emprego em materiais rochosos com coeficiente de expansão térmica linear de 0,5 PPM/°C na faixa de 0° a 100°C, comprimento das grades ativas de 6,35 mm e largura de 3,18 mm, com resistência de 350 Ohms \pm 0,5%, sensibilidade transversal de 1,3 % \pm 0,2 e fator de extensômetro de 2,12 a 24°C.

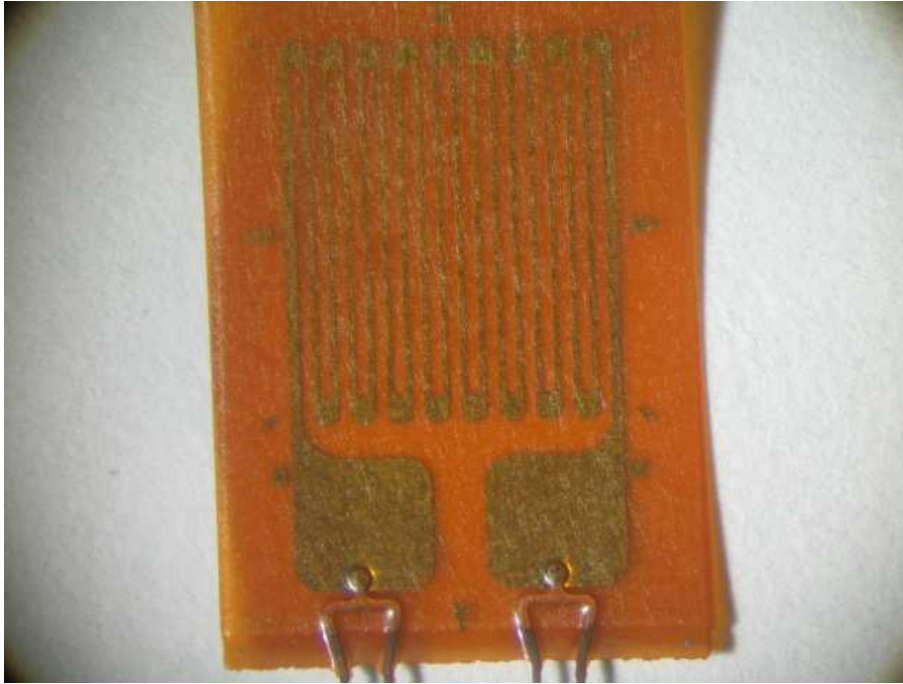


Figura 3.31 – Extensômetro elétrico de resistência, unidirecional, utilizado como compensador térmico (Ampliação: 16 vezes).

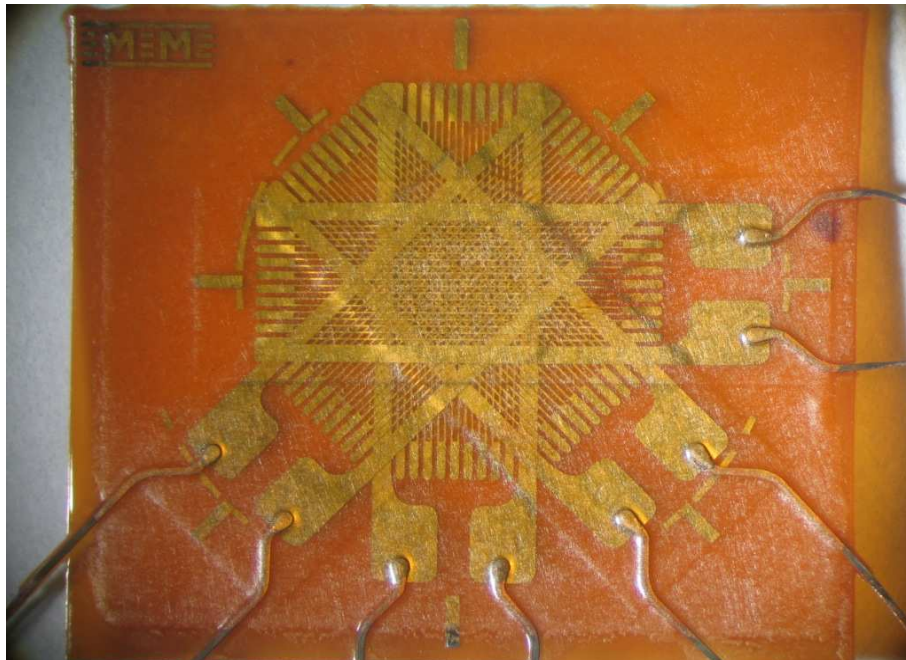


Figura 3.32 - Extensômetro com quatro grades ativas superpostas, com centro comum e dispostas a 45° entre si, formando uma roseta de extensômetros (Ampliação: 16 vezes).

Este extensômetro apresentava a vantagem de permitir verificar rapidamente a consistência dos dados obtidos em cada roseta através da igualdade da soma dos invariantes do tensor de deformações, porém como o fabricante descontinuou sua produção, outra alternativa foi adotada com o emprego de extensômetros fabricados pela Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, HBM, , com a utilização dos seguintes tipos (Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt, 1991):

- Tipo 1-LY11-6/120, Fig. 3.33, utilizado como compensador térmico na ponte de Wheatstone (dummy gage), tendo como características técnicas: Extensômetro de emprego geral, unidirecional, totalmente encapsulado com resina de fibra de vidro reforçada com resina epóxi-fenólica, grade em liga de constantan na forma de temperatura auto-compensada, auto-compensação de temperatura adequada ao emprego em materiais rochosos com coeficiente de expansão térmica linear de $0,5 \text{ PPM}/^\circ$ na faixa de 0° a 100°C , comprimento e largura da grade ativa de $6,00 \text{ mm}$ e resistência de $120 \text{ Ohms} \pm 0,35\%$, sensibilidade transversal de $-0,1\%$ e fator de extensômetro de $2,05 \pm 1\%$.

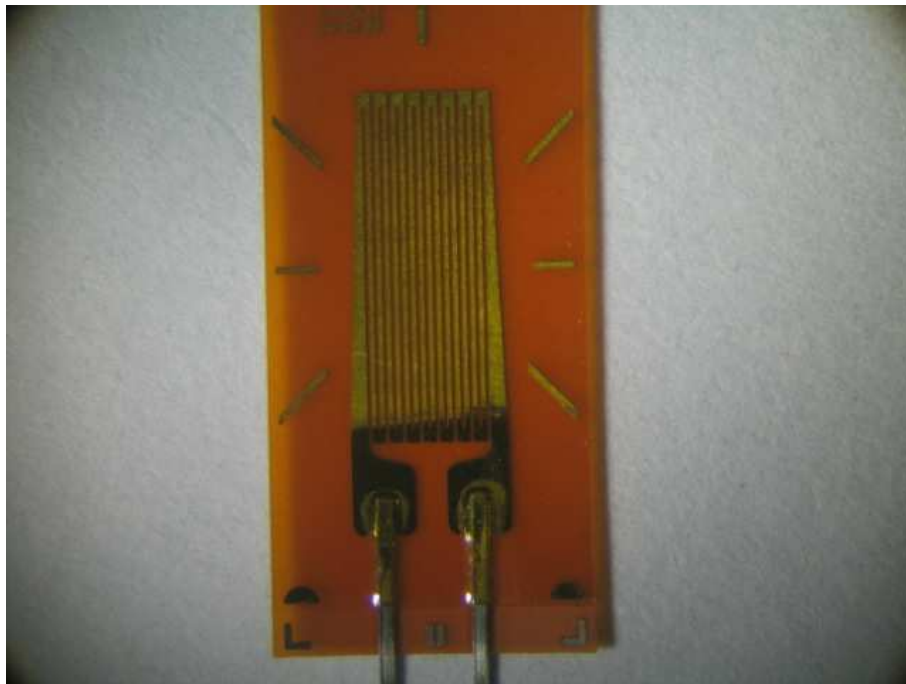


Figura 3.33 - Extensômetro elétrico de resistência, unidirecional, utilizado como compensador térmico (Ampliação:16 vezes).

- Tipo 1-RY91-6/120, Fig. 3.34, utilizado como elemento de medição das deformações, colado no exterior da célula triaxial, tendo como características técnicas: Extensômetro de emprego geral, com três grades ativas superpostas com centro comum e dispostas a

45°entre si formando uma roseta de extensômetros, totalmente encapsulado com resina de fibra de vidro reforçada com resina epóxi-fenólica, grades em liga de constantan (Cu, Ni) na forma de temperatura auto-compensada, auto-compensação de temperatura adequada ao emprego em materiais rochosos com coeficiente de expansão térmica linear de 0,5 PPM/° na faixa de 0° a 100°C, comprimento das grades ativas de 6,35 mm e largura de 3,18 mm, com resistência de 120 Ohms \pm 0,5%, sensibilidades transversais de 0,9%, -1,0% e -1,0% e fatores de extensômetro de 2,03 \pm 1%, 2,07% \pm 1% e 2,07% \pm 1% para as três grades respectivamente.

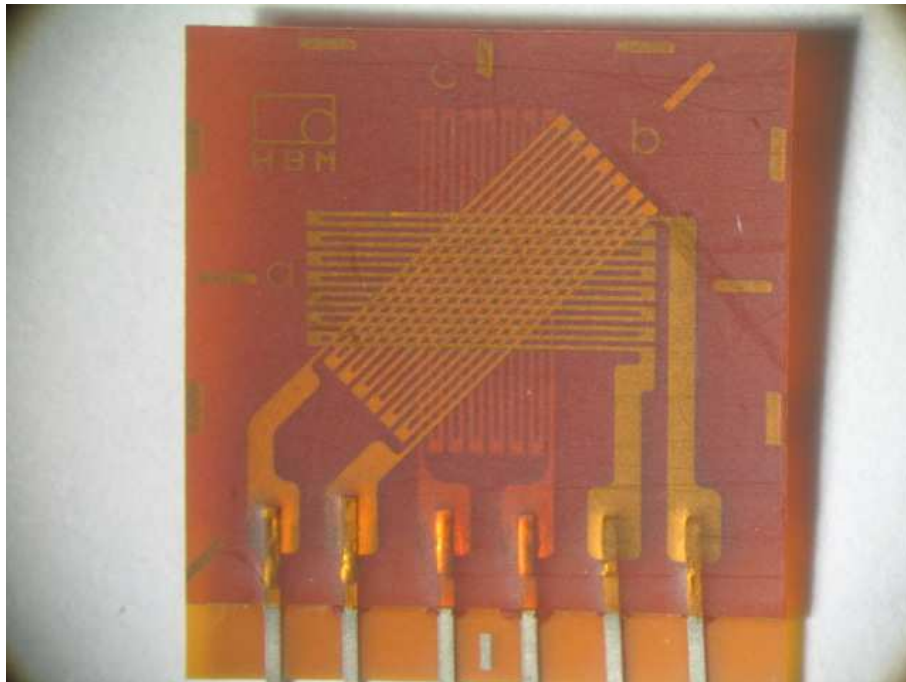


Figura 3.34 - Extensômetro com três grades ativas superpostas, com centro comum e dispostas a 45°entre si (Ampliação: 16 vezes).

A seleção do sensor de temperatura impunha que o mesmo tivesse dimensões reduzidas de modo a medir pontualmente a temperatura durante o ensaio, evitando assim o surgimento de gradientes térmicos ao longo de seu comprimento útil. Com base nessa premissa foi selecionado o sensor PT 100 M FK 422 CLASS B produzido pela HERAEUS SENSOR TECHNOLOGY LTDA., Fig. 3.35.

Trata-se de um sensor de temperatura com resistência de platina com comprimento de 4,0 mm \pm 0,2, largura de 2,2 mm \pm 3 e espessura variável de 0,9 mm + 0,1 – 0,2. Este sensor opera

numa faixa de temperatura entre -70°C e 500°C . Na célula triaxial o sensor é solidarizado à mesma num ponto próximo ao das rosetas extensométricas.

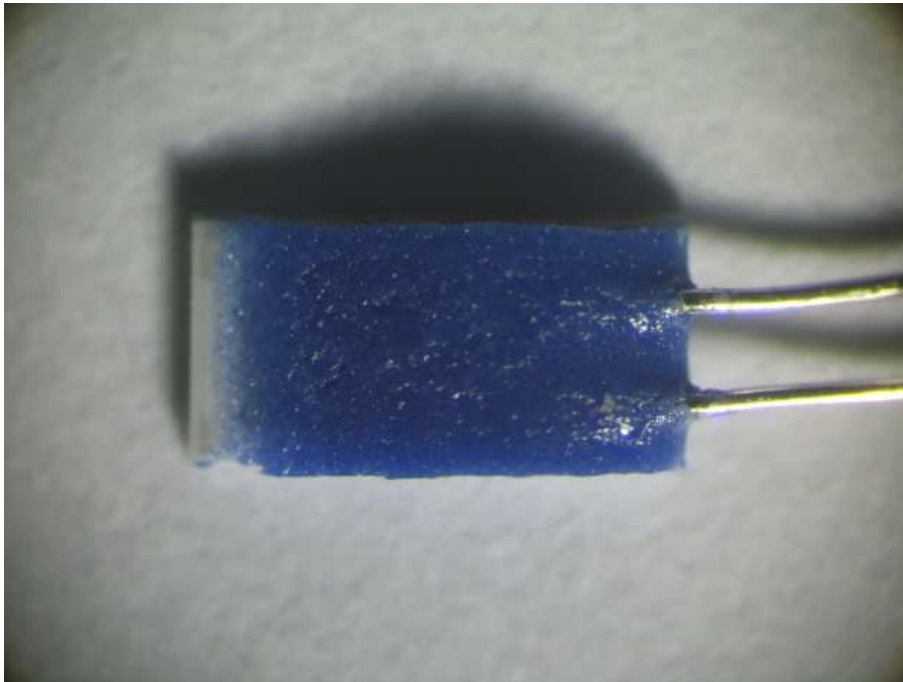


Figura 3.35 – Sensor de temperatura com resistência de platina (Ampliação: 16 vezes).

3.1.1. DESENVOLVIMENTO DO MOLDE PARA A FABRICAÇÃO DO TUBO DA CÉLULA.

No desenvolvimento e fabricação de molde para confecção do tubo da célula optou-se pela utilização de aço INOX comum uma vez que o interesse residiu na obtenção de uma superfície com excelente acabamento após usinagem e não suscetível à oxidação, e que o molde será utilizado por um longo período de tempo, evitando-se dessa forma sucessivas reposições de partes durante sua vida útil.

Com este molde obteve-se tubos de epóxi com diâmetro externo de $36,20\text{ mm} \pm 0,04$, diâmetro interno de $33,72\text{ mm} \pm 0,06$ e espessura de $1,26\text{ mm} \pm 0,04$ (média de 10 medições).

Na Fig. 3.36 pode-se observar o conjunto das partes que compõem o molde, notando-se as três peças situadas à direita que dão as dimensões finais ao tubo da célula e na Fig. 3.37 o conjunto montado e em condições de moldagem.



Figura 3.36 – Molde para a preparação do tubo da célula triaxial.



Figura 3.37 – Molde montado, contendo resina epóxi em seu interior.

3.1.2. FABRICAÇÃO DA CÉLULA E TESTES INICIAIS.

A fabricação dos tubos exige cuidados especiais na manipulação do molde e ferramentas, mantidas sempre limpas e isentas de poeiras, óleo ou partículas para não comprometer a qualidade do tubo. Por se tratar de tubo extremamente frágil, cujas paredes têm aproximadamente 1,0 mm de espessura, o acabamento externo deve ser perfeito de forma a permitir a colagem das rosetas extensométricas numa superfície totalmente lisa. Outro fator de grande importância que deve ser considerado é a formação de bolhas de ar durante o processo de polimerização. Essas bolhas que se formam a partir da homogeneização da resina e durante a mistura dos componentes, interferem nas características mecânicas do tubo, promovendo a concentração de tensões em seu entorno e comprometendo a qualidade das leituras dos extensômetros elétricos. Cuidados especiais também devem ser observados durante o revestimento das peças do molde com parafina derretida. A parafina deve estar na temperatura certa e o mergulho das peças deve ser feito numa velocidade constante. Estes parâmetros de temperatura e velocidade são de suma importância, pois depende delas o acabamento e espessura final dos tubos.

As partes do cilindro bipartido devem ser limpas com esponja de lã de aço, e em seguida uma gaze hidrófila embebida em álcool etílico é utilizada para retirar a sujeira ou gordura presentes nas peças. Após a limpeza, o cilindro bipartido é montado, sendo a parte superior ajustada utilizando os parafusos Allen laterais que permitem uma centralização perfeita das peças. Três abraçadeiras metálicas distribuídas ao longo do corpo do cilindro são utilizadas para o total fechamento do conjunto. Em seguida os furos laterais (suspiros) do cilindro são tapados com massa de modelar.

Efetua-se então a limpeza do eixo e da base do molde na mesma seqüência anterior. A cavidade cônica da base deve ser revestida com adesivo plástico para evitar a aderência da resina à base, o que impediria a retirada do tubo devido à colagem das peças.

As peças do molde que serão revestidas de parafina devem ser mergulhadas verticalmente e de uma só vez na parafina em estado líquido.

A parte externa do cilindro bipartido deve ser limpa, retirando-se cuidadosamente a parafina com auxílio de um estilete para que a mesma não se descole da parte interna. Os furos laterais

(suspiros) da parte superior são então desobstruídos e a parafina da parte inferior do cilindro é removida para permitir a montagem na base.

O cilindro bipartido é então montado na base e centralizado com a ajuda dos parafusos Allen, calafetando-se com massa de modelar a junção do cilindro com os furos dos parafusos.

A resina epóxi utilizada na confecção dos tubos foi definida após vários testes de laboratório, onde se procurou minimizar o efeito da formação de bolhas de ar, tempo de trabalhabilidade e acabamento final, uma vez que devido à pequena espessura da parede do tubo, seria inviável sua usinagem em torno mecânico. Através de ensaios, foram determinadas as características mecânicas da resina. A quantidade de resina necessária para a fabricação de um tubo é de aproximadamente 40 ml, sendo que a porcentagem de mistura é de 15% de catalisador que deve ser totalmente homogeneizado com a utilização de uma haste de madeira ou vidro em movimentos circulares contínuos e lentos, durante aproximadamente 5 minutos. Com a utilização de uma seringa descartável, a resina é cuidadosamente injetada na cavidade da base do molde. O eixo do molde é lentamente inserido até que este se encaixe perfeitamente na cavidade cônica da base, fazendo com que o nível da resina se eleve, formando a parede do tubo. O ar e o excesso de resina são expelidos pelos suspiros laterais do cilindro. A secagem da resina ocorre em um período mínimo de 12 horas.

Após a secagem da resina, a base do molde é removida e o molde conduzido a uma estufa a uma temperatura de aproximadamente 80° C, aguardando-se a parafina derreter após o que o cilindro bi-partido é desmontado e o tubo de epóxi é cuidadosamente sacado do eixo. Após o resfriamento do tubo a parafina aderida ao mesmo é removida e o tubo levado a uma cortadeira com disco diamantado contínuo onde é serrado, adquirindo comprimento final de aproximadamente 230 mm.

O tubo é conduzido novamente à estufa por um período de 24 h e submetido a uma temperatura de 40° C para o alívio das tensões internas originadas pela polimerização da resina. Após o resfriamento ao ar tem início a fase de instrumentação.

A instrumentação compreende a preparação da superfície do tubo, a colagem dos extensômetros e sensor de temperatura, as ligações elétricas e a proteção da região.

Para a colagem dos extensômetros um gabarito plástico foi construído especificamente para facilitar esta operação. No eixo do gabarito encontram-se impressas as posições das rosetas (0° , 120° e -120°) e respectivas inclinações (0° , 15° e 30°). Os extensômetros possuem marcações apropriadas para sua centralização.

A soldagem dos cabos aos terminais dos extensômetros é feita com uma estação de solda com temperatura controlada, mantendo-a em torno de 320° a 350° C. Os cabos são então identificados e colados ao tubo de epóxi.

O compensador térmico é constituído por uma amostra da rocha ou da estrutura onde serão realizadas as determinações de tensões in situ, com as dimensões suficientes para a colagem de um extensômetro com resistência elétrica igual à dos extensômetros que medirão as deformações. Uma das faces dessa amostra é polida e o extensômetro é a ela colado. O compensador térmico fica alojado no interior do tubo de epóxi.

A proteção da região onde se situam os extensômetros é necessária devido a duas causas principais, ações mecânicas que possam danificar os extensômetros ou suas conexões e a umidade. A umidade age sobre os extensômetros, sobre o adesivo e pontos de solda provocando variações no sinal elétrico dos mesmos. A aplicação com pincel de uma camada fina de resina sobre os extensômetros e fios de ligação constitui proteção suficiente para garantir a isolação da região instrumentada.

Na célula cujo desenvolvimento é aqui relatado, o elemento sensível também é constituído por um tubo de epóxi, porém com relação altura/diâmetro igual a 6, definida com base na modelagem numérica anteriormente apresentada, eliminando-se assim o efeito das restrições das extremidades do tubo, restrições essas que são minimizadas uma vez que o tubo é fixado às peças rígidas através de material extremamente deformável. Sobre a seção central do tubo situam-se as rosetas.

As rosetas, por sua vez, são coladas na parte externa do tubo e protegidas contra a ação da umidade por uma delgada camada de epóxi. Cada roseta dispõe de quatro extensômetros elétricos de resistência sobrepostos a uma base comum, de forma que seus centros são coincidentes, definindo assim o centro da roseta. As três rosetas estão dispostas a $\theta = 0^\circ$, $\theta = 120^\circ$ e $\theta = 240^\circ$, com θ aumentando no sentido horário em torno da superfície cilíndrica do

tubo quando a seção transversal é observada segundo uma vista de topo. Para evitar que mais de um extensômetro tivesse seu eixo disposto paralelamente ao eixo da célula, as rosetas situadas a $\theta = 120^\circ$ e $\theta = 240^\circ$, foram giradas de 30° e 15° , ambas no sentido horário, em torno do eixo que passa pelo seu centro e é perpendicular ao eixo da célula (Fig. 3.38). No interior da célula está alojado um pequeno paralelepípedo de rocha, proveniente do maciço no qual a célula será utilizada, com um extensômetro colado em sua superfície para correção dos efeitos de variação da temperatura (dummy gage). Nessa mesma região é colado o sensor de temperatura.

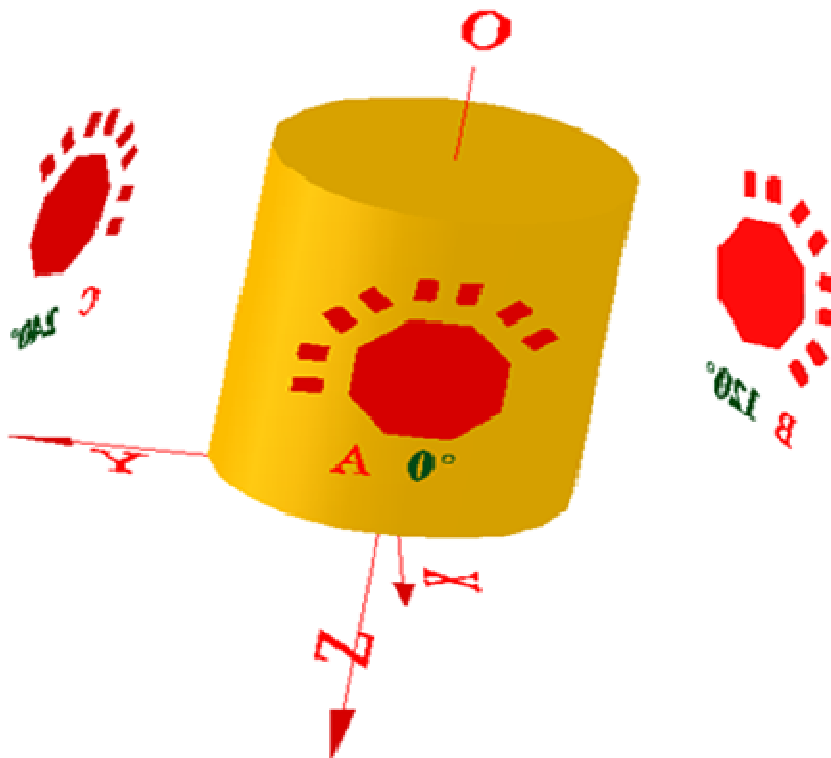


Figura 3.38 - Visão esquemática da distribuição das rosetas na célula triaxial, notando a rotação imposta às mesmas.

Nessa célula supõe-se instalado um referencial cartesiano local, $Oxyz$ da seguinte maneira: origem O arbitrária com o eixo Oz coincidente com o eixo do tubo e unitário \hat{k} , apontando no sentido da extremidade inferior da célula, considerando que sua utilização será sempre na vertical descendente, e eixos Ox e Oy , de unitários \hat{i} e \hat{j} , arbitrariamente dispostos na seção transversal do tubo, mas de forma tal que o sistema $Oxyz$ seja direto (Fig. 3.39).

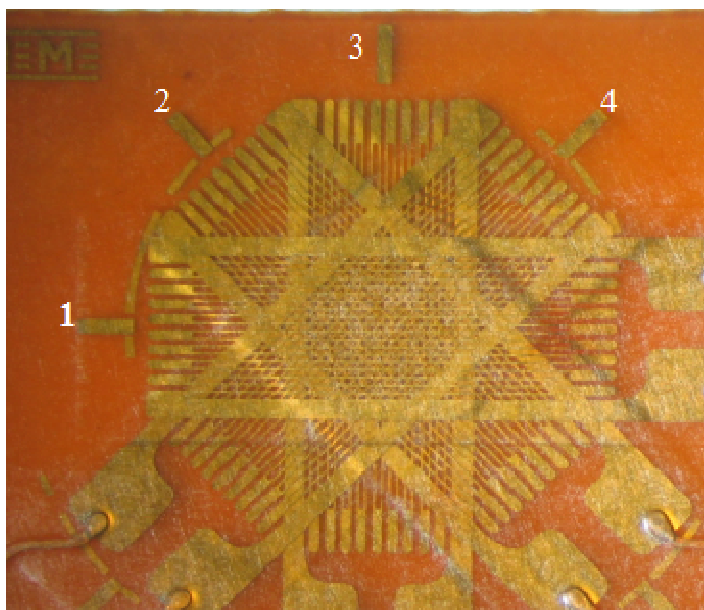


Figura 3.39 – Números dos extensômetros na roseta correspondente à posição $\theta = 0^\circ$ na circunferência da célula. Roseta com giro nulo.

Após a colagem de um extensômetro, o seu eixo torna-se um arco de circunferência ou de elipse. A tangente a esse arco pelo centro do extensômetro é a direção segundo a qual o extensômetro fornecerá a medição da elongação. Os eixos dos quatro extensômetros são concorrentes num ponto da parede do cilindro e, nesse caso, tem-se instalada ali uma roseta extensométrica. O ponto de concurso dos eixos dos extensômetros é o centro da roseta e, também, os centros dos extensômetros (Fig. 3.39). Dessa forma, pode-se, efetivamente, introduzir o conceito de roseta de extensômetros uma vez que cada conjunto de quatro extensômetros está agrupado em torno de um “ponto” da parede da célula, diferentemente da célula anteriormente descrita em que os extensômetros tinham seus centros dispostos sobre uma geratriz da célula, porém estavam espaçados entre si.

Nas rosetas, os extensômetros fazem entre si ângulos múltiplos de 45° . Tudo se passa como se o “ponto” onde se vai determinar o tensor de deformações fosse um ponto do eixo da célula, que está muito “próximo” de todos os extensômetros. A direção “por esse ponto” - ou, o que é a mesma coisa, por um ponto próximo, pertencente à superfície lateral do cilindro - em relação à qual será medida a elongação - é definida por um vetor unitário \hat{n} que está contido no plano tangente ao cilindro. Podemos definir essa direção em relação ao referencial local, $Oxyz$, através de um azimute, que é o ângulo θ que define a geratriz do cilindro, e um

mergulho, ϕ , que é o ângulo que \hat{n} faz com o plano xOy . Essa disposição parece ser interessante porque não admite extensômetros paralelos e permite uma coleta de dados bem distribuída na seção transversal.

A posição da célula em relação ao sistema global pode ser qualquer. As Figuras 3.39 a 3.41 ilustram as disposições dos extensômetros nas respectivas rosetas, indicando o giro aplicado a cada uma delas de forma a que cada extensômetro se alinhe segundo uma direção única dentro do conjunto.

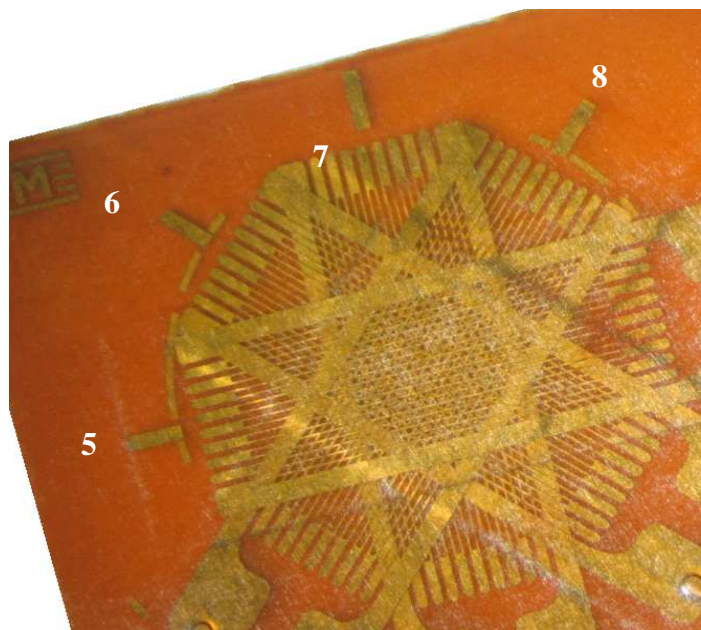


Figura 3.40 – Números dos extensômetros na roseta correspondente à posição $\theta = 120^\circ$ na circunferência da célula. Roseta com giro de 15° no sentido anti-horário.

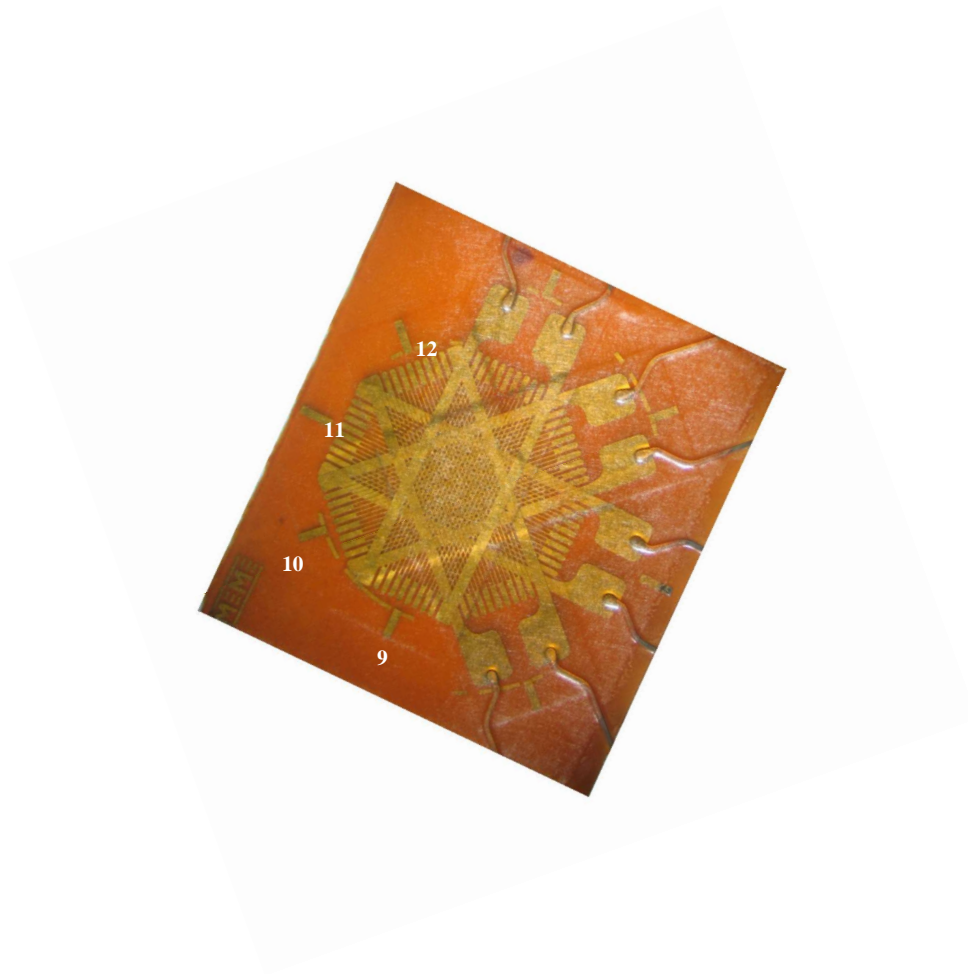


Figura 3.41 – Números dos extensômetros na roseta correspondente à posição $\theta = 240^\circ$ na circunferência da célula. Roseta com giro de 30° no sentido anti-horário.

As Figuras 3.42 a 3.44 mostram o aspecto geral da célula e os esquemas das ligações dos extensômetros elétricos.



Figura 3.42 – À esquerda célula com as extremidades acopladas com destaque para o sensor de temperatura (seta). À direita, tubo com uma das rosetas extensométricas coladas.

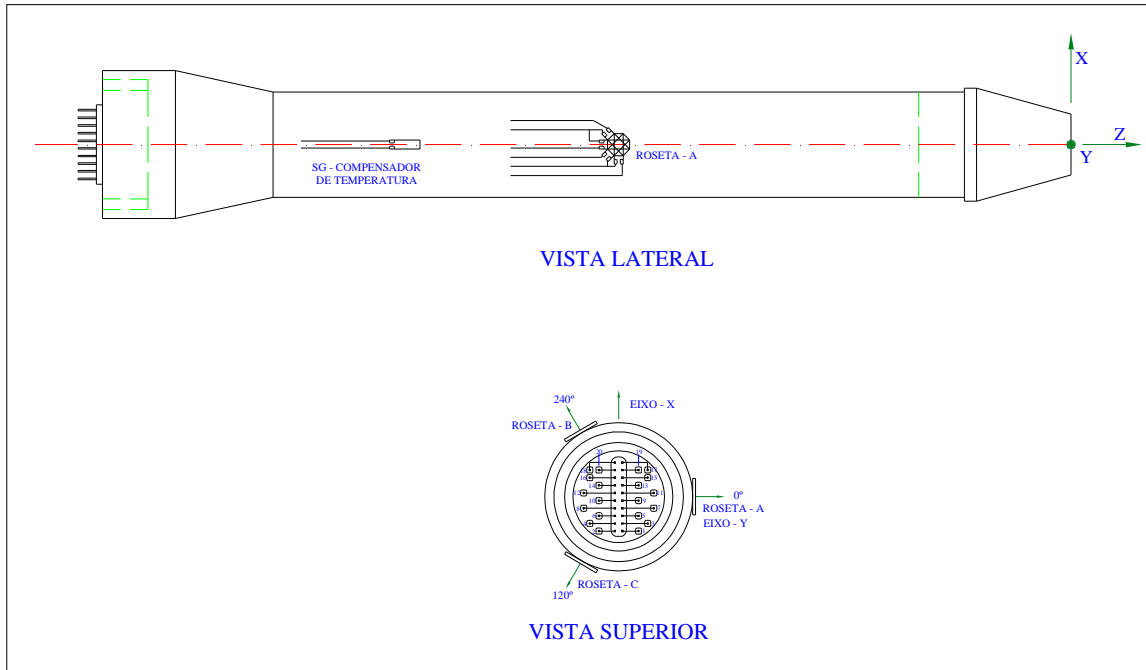


Figura 3.43 – Vista lateral mostrando o esquema de ligação dos extensômetros elétricos e do compensador de temperatura (dummy gage).

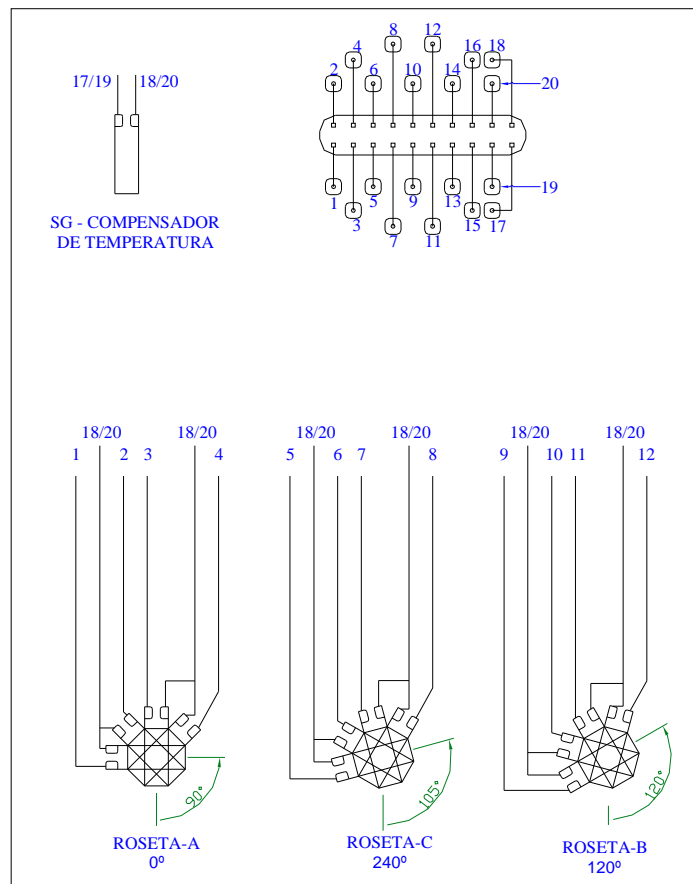


Figura 3.44 – Diagrama das ligações com os números dos extensômetros associados aos respectivos pinos no conector.

3.1.3. PROJETO E FABRICAÇÃO DE CÂMARA BIAxIAL PARA DETERMINAÇÃO DE CONSTANTES ELÁSTICAS.

A finalidade precípua da câmara biaxial, Fig. 3.45, é possibilitar a determinação das propriedades elásticas da rocha e permitir inferências sobre anisotropias.

As rochas que se comportam de maneira linearmente elástica durante testes biaxiais, podem ter suas propriedades elásticas determinadas por meio de soluções para deformações e deslocamentos na superfície interna de um cilindro vazado submetido a uma pressão externa axissimétrica. Muitas dessas soluções foram derivadas para meios isotrópicos (Amadei et al, 1997).

Para a célula em análise, tanto o módulo de Young E quanto o coeficiente de Poisson ν podem ser determinados para cada roseta extensométrica. Sendo $\varepsilon_{\theta i}$ e $\varepsilon_{z i}$ as deformações tangenciais e longitudinais medidas na roseta i ($i = 1, 2, 3$), e p a pressão aplicada à superfície externa do cilindro de rocha tem-se (Amadei et al, 1997):

$$E = \frac{2pD^2}{\varepsilon_{z i}(D^2 - d^2)}, \quad \nu = -\frac{\varepsilon_{\theta i}}{\varepsilon_{z i}}, \quad (3.1)$$

sendo D e d os diâmetros externo e interno do cilindro vazado respectivamente.

É usual determinar-se os parâmetros E e ν para cada uma das rosetas e depois adotar-se a média dessas determinações.

Worotnicki et al. em 1979, citado por Amadei et al. (1997) sugerem que o módulo calculado por meio da Eq. 3.1, é cerca de 20 a 25% inferior ao módulo verdadeiro e que o coeficiente de Poisson parece ser maior do que o valor real.

As variações entre os valores do módulo de Young e do coeficiente de Poisson obtidos para cada roseta podem servir como um indicador qualitativo da anisotropia da rocha.



Figura 3.45 – Câmara biaxial com testemunho contendo a célula triaxial em seu interior sendo preparada para os testes.

Para a célula em questão esse indicador é dado pela comparação entre as deformações medidas pelos extensômetros com mesma orientação e por uma outra comparação entre as deformações medidas a 45° em relação ao eixo do cilindro ϵ_{45} com os valores das deformações circunferenciais e axiais (Worotnicki et al. em 1979, citado por Amadei et al., 1997). Se a rocha é isotrópica, as deformações circunferenciais ϵ_{cir} devem ser iguais e os extensômetros dispostos paralelamente à direção do eixo do cilindro devem apresentar deformações iguais ϵ_{ax} atendendo à relação:

$$\epsilon_{45} = 0,5(\epsilon_{ax} + \epsilon_{cir}) \quad (3.2)$$

Ou seja, as deformações medidas a $\pm 45^\circ$ devem ser as mesmas e iguais à média das deformações axiais e tangenciais. Por outro lado, se a rocha é anisotrópica, as deformações tangenciais e longitudinais podem ser diferentes de uma roseta para outra e a solitação biaxial induzirá uma deformação cisalhante igual a $\pm 0,5.\gamma_{\theta z}$ que deve ser adicionada ao termo à direita na Eq. 3.2.



Figura 3.46 – Câmara biaxial com testemunho contendo a célula triaxial em seu interior em posição de teste.

A câmara biaxial aqui apresentada, Figuras 3.45 e 3.46, foi construída em aço inoxidável e pode abrigar testemunhos de rocha com diâmetro HX (76,2 mm).

O primeiro teste realizado com a câmara envolveu a utilização de um corpo-de-prova contendo uma célula triaxial de referência (modelo LNEC), com nove extensômetros, com os resultados obtidos apresentados na Fig. 3.47.

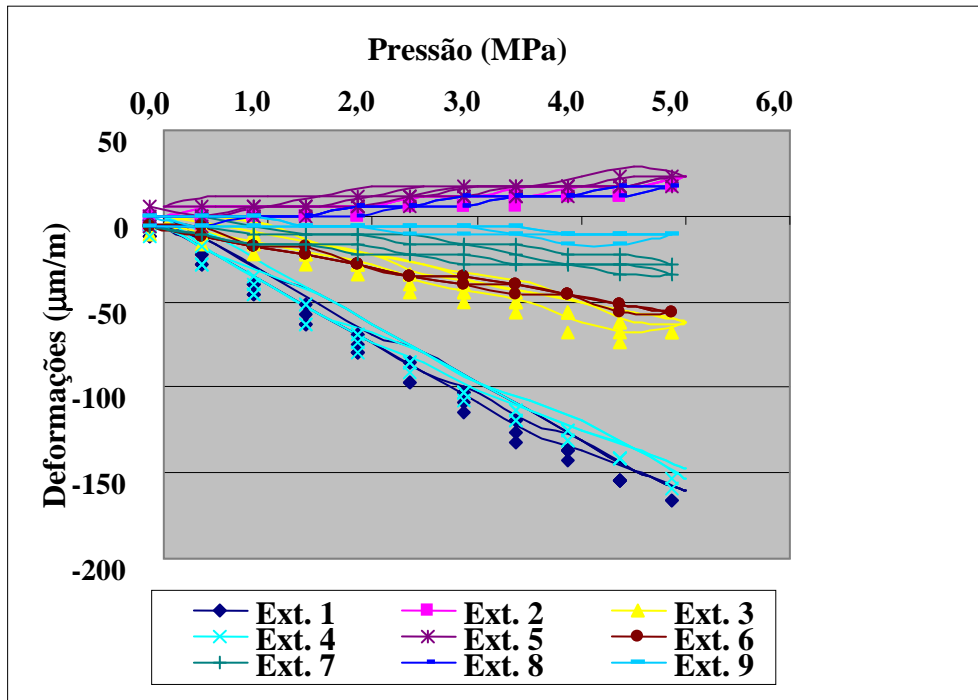


Figura 3.47 – Resultado de ensaio biaxial conduzido sobre corpo-de-prova de granito Serra da Mesa contendo célula triaxial de referência.

O gráfico evidencia o comportamento linear elástico característico da rocha testada, uma rocha homogênea, traduzido pelas deformações lidas pelos nove extensômetros elétricos colados a essa célula, evidenciando um desempenho adequado da câmara biaxial.

3.1.4. ESPECIFICAÇÃO DE UM MÓDULO DE AQUISIÇÃO DE DADOS (MAD)

O desenvolvimento do primeiro modelo do Módulo de Aquisição de Dados obedeceu à especificação original e foi desenvolvido pela MSI Sensores Industrial Ltda.. Este modelo possibilita a aquisição de dados durante um período de 30 minutos, com intervalos de aquisição de 30 segundos. No seu interior, um relógio (clock) permite a sua ativação até 12 horas após ser posicionado no interior do furo, período este necessário à completa polimerização da resina. Uma bússola digital fornece os dados relativos à orientação da célula no furo. Essa primeira versão do Módulo de Aquisição de Dados é apresentada na Fig. 3.48.



Figura 3.48 – Circuito eletrônico do Módulo de Aquisição de Dados, MAD modelo 1 e célula triaxial na parte inferior.



Figura 3.49 – Módulo de Aquisição de Dados, MAD, modelo 1 acoplado à célula triaxial.

3.1.5. ESPECIFICAÇÃO DE PEÇAS DE PERFURAÇÃO ESPECIAIS, PORÉM COM DIÂMETROS CONVENCIONAIS.

As peças de corte (coroas) diamantadas convencionais exercem uma pressão à frente de sua face corte decorrente do peso das hastes de perfuração e da ação do hidráulico da sonda. No caso dos testes mencionados neste estudo essa pressão foi da ordem de 2,65 MPa e como o diâmetro interno do padrão HW, diâmetro da sobrefuração, é de $76,20 \pm 0,1$ mm e o diâmetro externo do padrão EW, diâmetro do furo piloto, é de $37,71 \pm 0,1$ mm, a coroa diamantada passa nas proximidades dos locais onde estão colados os extensômetros elétricos. Essa constatação conduz a algumas possibilidades, sendo a primeira a que diz respeito a uma eventual indução de deformações nos extensômetros quando da passagem da sobrefuração no trecho onde se situam os extensômetros. Uma segunda possibilidade é a indução de deformações originadas pela elevação da temperatura na região em questão e a terceira, diz respeito à possível geração de micro fissuras na parede de rocha do cilindro vazado.

Para estudar esses aspectos, foi encomendada uma coroa diamantada no diâmetro HW, com face cortante com perfil escalonado, diferenciando-se assim das coroas convencionais, que tem perfis curvos, planos ou multibiselados e alguns testes foram conduzidos utilizando os dois tipos de coroas.

A Fig. 3.50 mostra o perfil da face de corte de uma coroa convencional, diâmetro HW e a Fig. 3.51 mostra o mesmo perfil, porém de uma coroa escalonada. Na Fig. 3.52 é mostrada uma foto das duas coroas utilizadas nos testes.

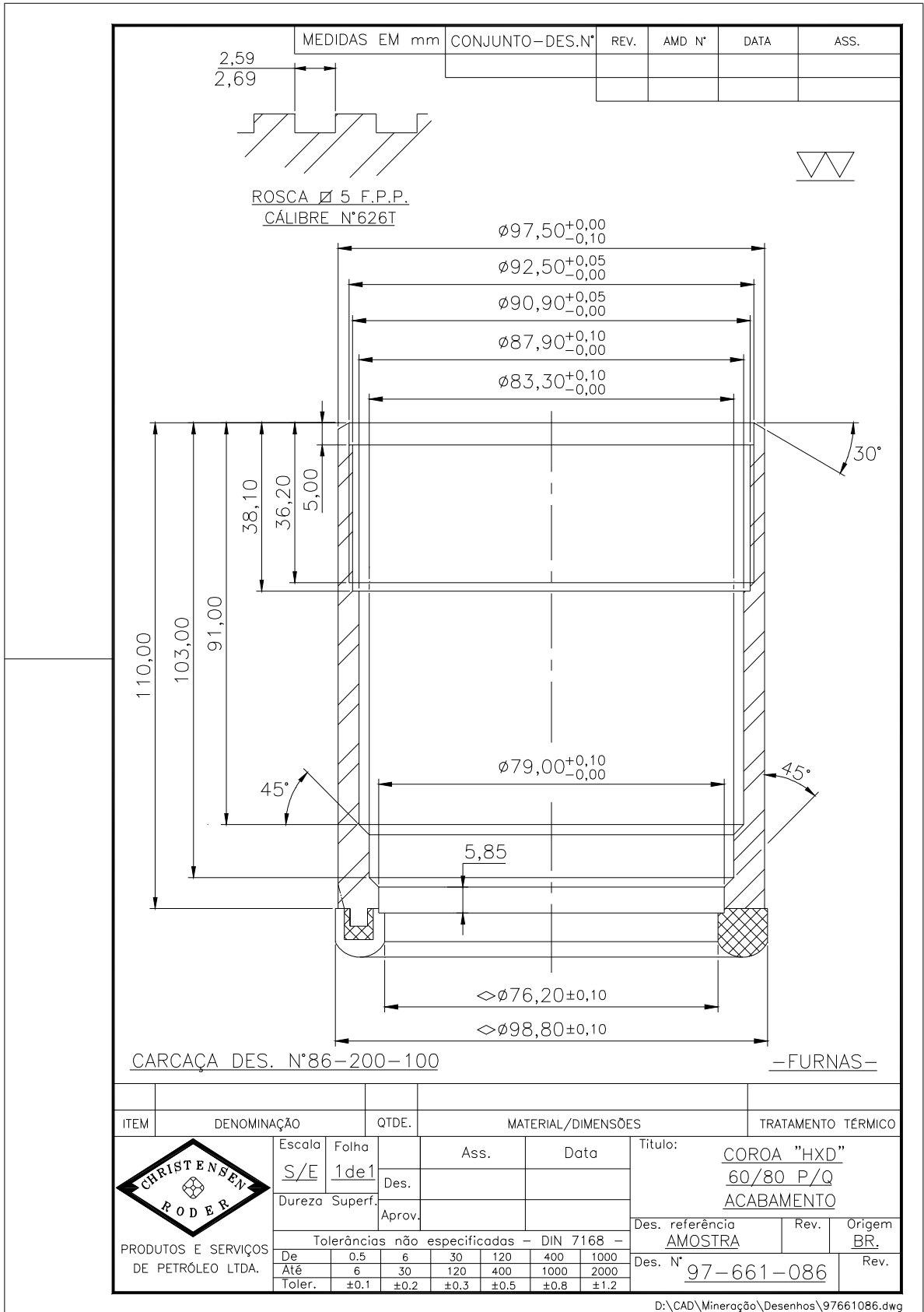


Figura 3.50 – Perfil curvo de coroa convencional, diâmetro HW.

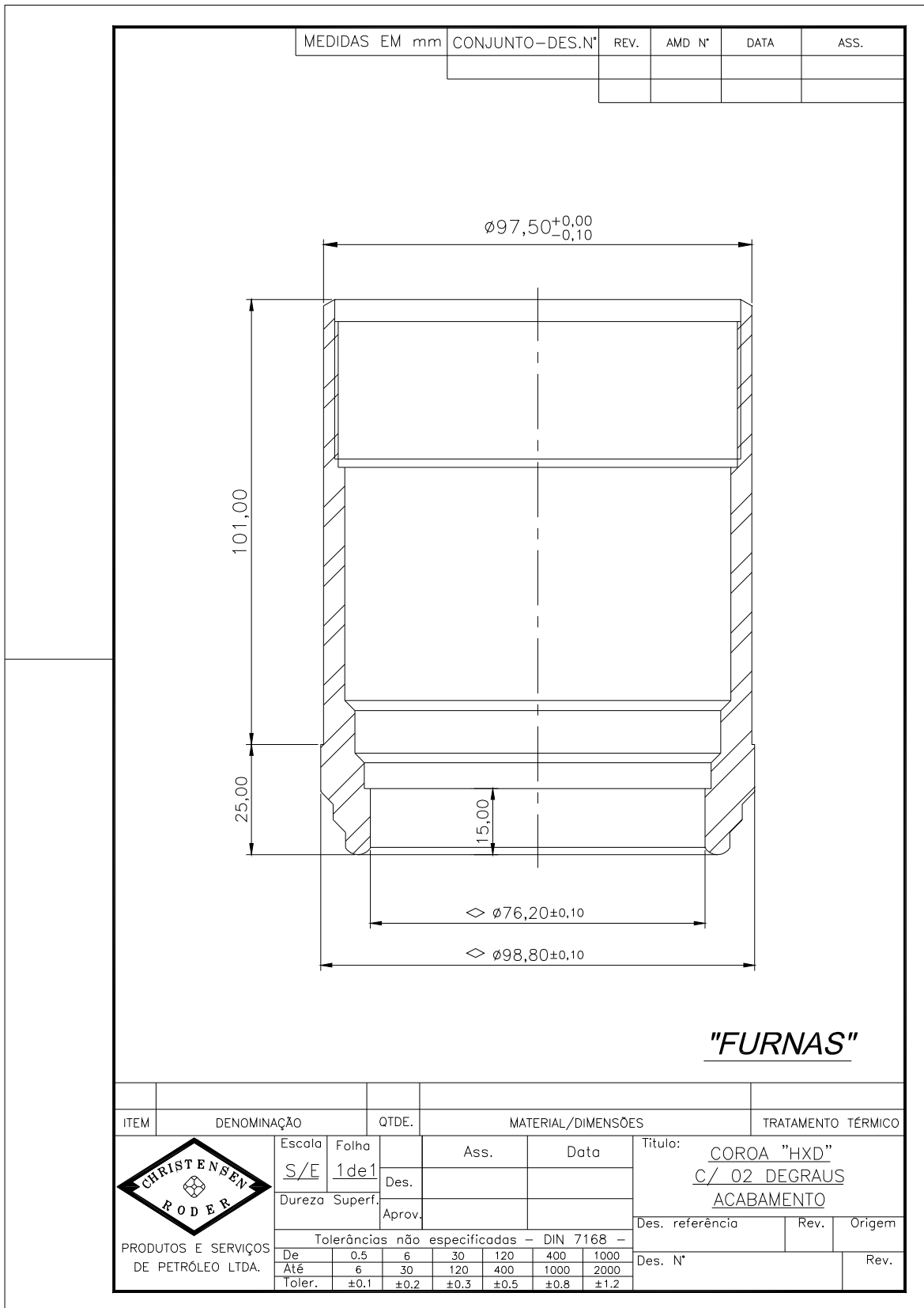


Figura 3.51 – Perfil de coroa escalonada, diâmetro HW.



Figura 3.52 – À esquerda, coroa diamantada diâmetro HW, convencional. À direita, coroa escalonada diâmetro HW, especialmente desenvolvida para esse estudo.

Para a regularização do fundo do furo piloto, onde se aloja a célula triaxial, foram testadas coroas especificamente desenvolvidas para essa finalidade. A Fig. 3.53 mostra uma coroa destruidora, com face cortante plana, diâmetro EX, e à direita, uma coroa destruidora tronco-cônica que possibilita a autocentralização da célula triaxial no fundo do furo.



Figura 3.53 – Coroas destruidoras diâmetro EW, com face plana à esquerda e tronco-cônica à direita.

3.1.6. REALIZAÇÃO DE TESTES COMPARATIVOS *IN SITU* ENVOLVENDO A CÉLULA DE REFERÊNCIA E A NOVA CÉLULA.

Os testes preliminares *in situ* foram conduzidos na galeria de ensaios de Serra da Mesa, quando se pode comparar o desempenho da célula de referência e o da célula em desenvolvimento e mostraram que a sensibilidade da segunda em relação às deformações aliviadas é cerca de seis vezes maior, como se pode observar nos eixos das ordenadas na Fig. 3.54.

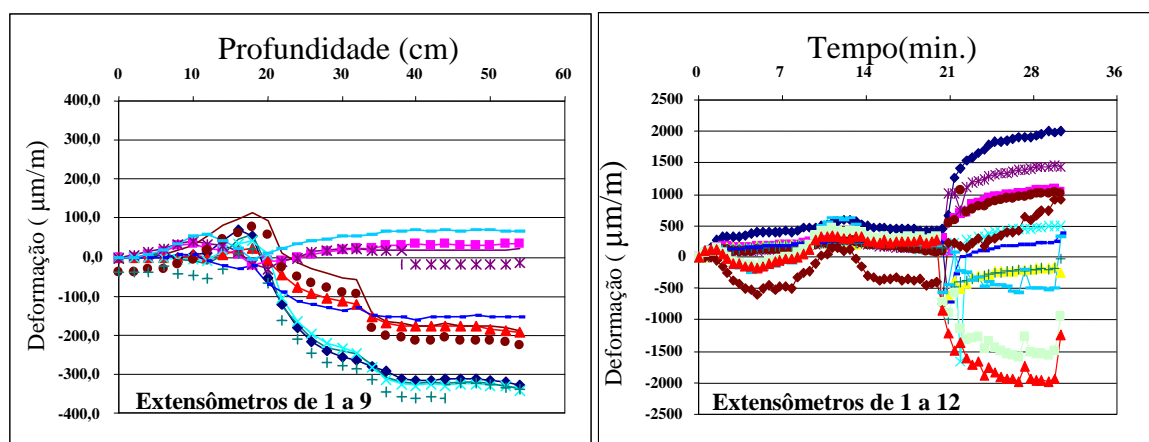


Figura 3.54 – Gráficos comparativos do alívio das deformações conforme captadas pela célula de referência à esquerda e pela célula em desenvolvimento à direita, em maciço isotrópico.

3.1.7. DESENVOLVIMENTO E FABRICAÇÃO DE UM SEGUNDO MODELO DE CÉLULA COM MENOR RIGIDEZ PRÓPRIA.

Os resultados apresentados em 3.1.9 motivaram uma nova campanha de ensaios *in situ* que foi conduzida no mesmo local, quando se teve a oportunidade de comparar ainda uma vez a célula de referência e dois modelos da célula em desenvolvimento. Ao todo foram realizados sete ensaios, três com a célula de referência, dois com a primeira versão da célula em desenvolvimento e dois com a segunda versão dessa célula.

O novo modelo da célula triaxial, VERSÃO II, mantém a configuração do primeiro modelo, VERSÃO I, porém introduz um aperfeiçoamento que faz com que o tubo da célula não interfira com sua rigidez própria durante a sobrefuração.

O aperfeiçoamento consistiu no envolvimento do tubo original por uma película plástica do tipo filme de PVC. Na parte central da célula era colado um anel de papel vegetal e sobre esse anel posicionados e colados os extensômetros elétricos. Após a colagem dos extensômetros o anel de papel vegetal era seccionado, separando assim uma roseta das outras.

Quando posicionada e colada no furo, essa nova célula tem a espessura de sua parede reduzida para a espessura de resina remanescente entre os extensômetros e a parede do furo, com a resina não mais aderindo ao tubo original, que agora funciona apenas como um chassis para a montagem dos extensômetros, não interferindo mais com sua rigidez própria.

Os testes comparativos são apresentados na Tabela 3.1 onde se pode notar que os maiores valores de deformação foram medidos por uma das células da VERSÃO II.

Tabela 3.1 – Resultados comparativos entre células.

Célula	Deformações estabilizadas lidas nos extensômetros ($\mu\text{m}/\text{m}$)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Triaxial												
Versão I	284	233	3	57	665	269	-39	378	170	390	228	10
Versão I	259	49	-6	215	151	159	49	34	118	256	137	-9
Versão II	750	161	21	638	266	510	185	-58	114	203	99	17
Versão II	100	33	3	74	161	69	-20	79	211	407	109	-76
Referência	282	35	52	149	28	51	126	23	63	-	-	-
Referência	132	40	52	97	58	126	132	57	64	-	-	-
Referência	138	18	81	104	23	98	145	17	69	-	-	-

3.1.8. ESPECIFICAÇÃO DE UM SEGUNDO MODELO DE MÓDULO DE AQUISIÇÃO DE DADOS (MAD)

O desenvolvimento do segundo modelo do Módulo de Aquisição de Dados (Fig 3.57), obedeceu aos novos requisitos originados com a utilização do primeiro modelo e foi

desenvolvido pela MSI Sensores Industrial Ltda. Este modelo possibilita a aquisição de dados durante um período de 45 min, com intervalos de aquisição de 15 s. No seu interior, um *clock* permite a sua ativação até 12 h após ser posicionado no interior do furo, período este necessário à completa polimerização da resina.

Esse modelo também incorpora uma bússola digital VECTOR 2X da empresa “Precision Navigation Inc” para a indicação digital da orientação em relação ao campo magnético da terra com uma precisão de 2° e resolução de 1°. A estrutura do módulo está sintetizada no diagrama em blocos apresentado na Fig. 3.55 e o esquema de ligação dos extensômetros elétricos pode ser visto na Fig. 3.56.

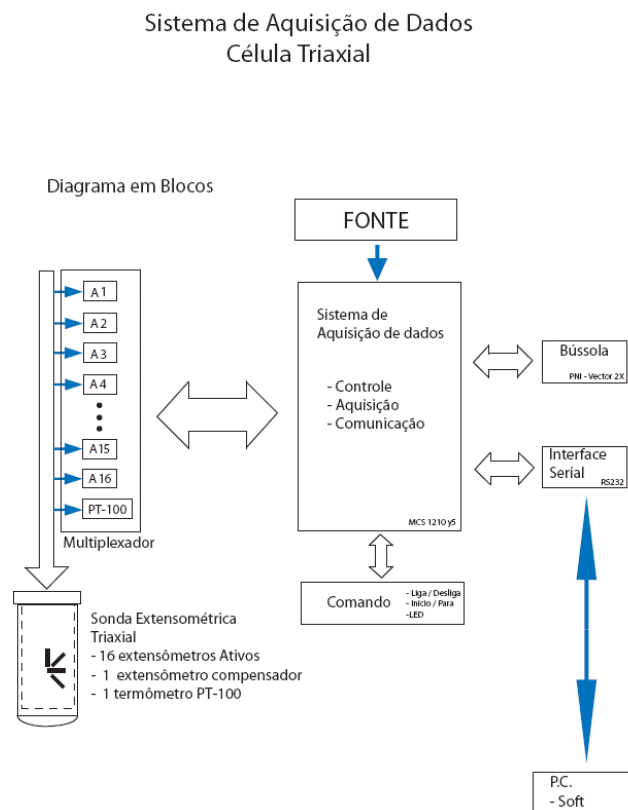


Figura 3.55 – Diagrama de blocos do Módulo de Aquisição de Dados, MAD.

Ligações dos Extensômetros e Termoresistores na Placa de Ligações

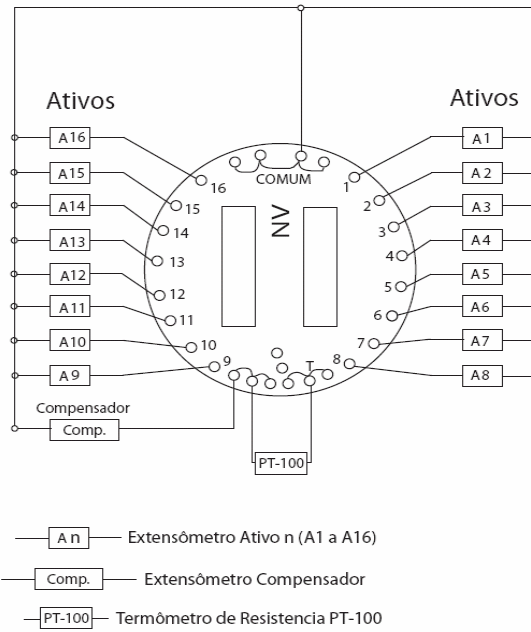


Figura 3.56 – Esquema de ligações dos extensômetros elétricos e termômetro de resistência.

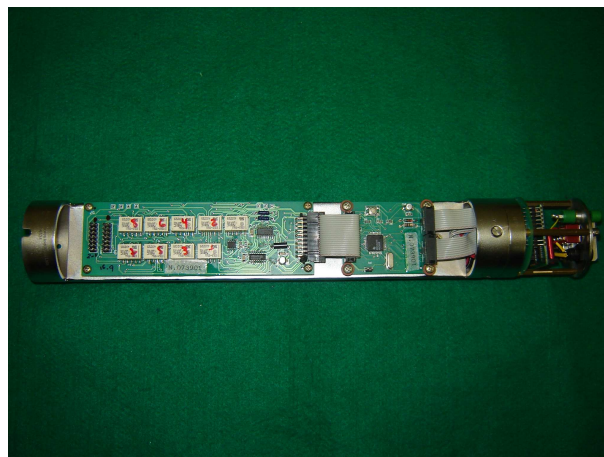


Figura 3.57 – Segundo modelo do Módulo de Aquisição de Dados, MAD, com a bússola eletrônica à direita.

3.1.9. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS DE BLOCOS SIMULANDO MEIOS ISOTRÓPICOS, TRANSVERSALMENTE ISOTRÓPICOS E ORTOTRÓPICOS.

A finalidade dessas determinações foi possibilitar a obtenção dos parâmetros elásticos dos blocos cúbicos de argamassa, com arestas de 50 cm, onde foram instaladas as células triaxiais, com os blocos submetidos a ensaios de forma a subsidiar posteriores simulações numéricas. A dosagem adotada para a moldagem desses blocos foi:

Areia natural: UHE Peixe

Cimento: CP II F-32

Cal: CH III

Relação A/C: 0,62

Aditivo: MASTERMIX 390 N (3,2 kg/m³)

Relação cimento:cal:areia: 1:1:6

Resistência à compressão (MPa) aos 14 dias: 3,8 e 3,8

Resistência à compressão (MPa) aos 28 dias: 4,8 e 5,0

Módulo de Elasticidade (GPa)* aos 14 dias: 10,5 e 9,6

Módulo de Elasticidade (GPa)* aos 28 dias: 10,3 e 11,8

* Obtidos a partir de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos.

Para essas determinações, numa primeira tentativa, foram utilizados blocos cúbicos de argamassa, com 50 cm de aresta, contendo em seu centro um arranjo triortogonal de três extensômetros elétricos de resistência do tipo KM-120-120-H2-11W1M3, da KYOWA, para a medida das deformações. Dentro desse conceito, foram moldados três blocos, um isotrópico, o segundo transversalmente isotrópico e o terceiro, ortotrópico.

Para a obtenção da isotropia transversa foram utilizadas placas de entreteia que, dispostas horizontalmente e espaçadas verticalmente a cada 2,5 cm, conformavam camadas horizontais de argamassa, sem introduzir heterogeneidade ao meio, pois as placas de entreteia ficavam impregnadas pela nata da argamassa.

No caso do bloco ortotrópico, além da entreteia, foram utilizados também elementos de poliuretano expandido (isopor), em forma de losango e com a diagonal maior orientada

segundo a vertical (direção do eixo z do sistema de referência local) e dispostos segundo planos normais às placas de entretela.

A cada bloco associou-se um sistema de eixos coordenados O-xyz, com origem no ponto O, centro do bloco, dispostos segundo um arranjo direto como mostrado na Fig. 3.58.

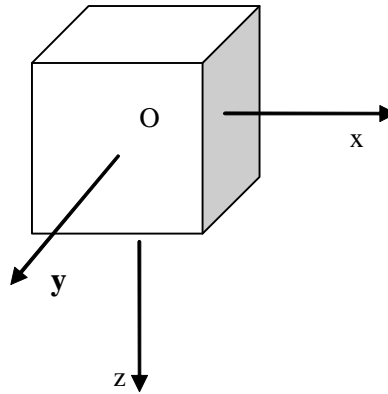


Figura 3.58 – Sistema de referência associado aos blocos de argamassa.

As normais aos planos dos elementos de isopor orientavam-se paralelamente à direção x do sistema de referência local, ficando contidas em planos horizontais, Fig. 3.59.

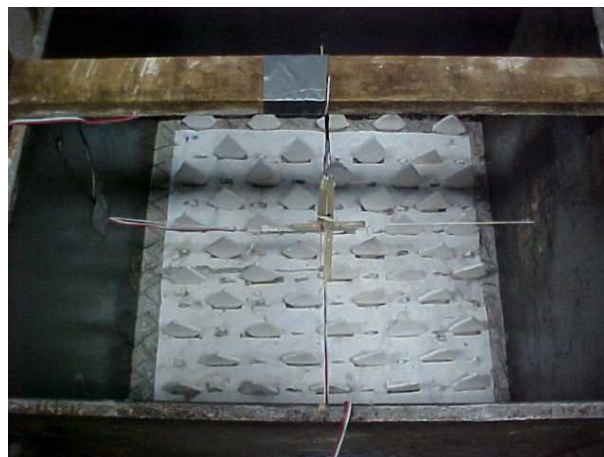


Figura 3.59 – Moldagem de um bloco ortotrópico podendo-se observar a entretela disposta horizontalmente e os elementos de isopor dispostos verticalmente. Acima desse plano encontra-se o arranjo extensométrico triortogonal.

Esse arranjo não se mostrou adequado quando solicitado à compressão, pois os cabos dos extensômetros elétricos, no trecho embutido no bloco, induziam fissuras que inviabilizavam os ensaios. Essa constatação motivou a adoção de blocos menores (25 x 25 x 25) cm, com cerca de 1/8 do volume dos blocos anteriores, moldados com a mesma dosagem e sistemática, mantendo assim a representatividade do ensaio. A Fig. 3.60 mostra a moldagem de um conjunto de quatro blocos ortotrópicos.



Figura 3.60 – Moldagem de quatro blocos ortotrópicos com dimensões de (25 x 25 x 25) cm.

Esses blocos foram utilizados nos ensaios de compressão uniaxial e cisalhamento direto.

Nos ensaios de compressão uniaxial a deformação vertical era medida pelo LVDT da máquina de ensaio enquanto que as deformações transversais eram medidas por extensômetros elétricos de resistência do tipo KC-70-120-A1-11, da KYOWA, colados às laterais dos blocos cúbicos.

Três conjuntos de blocos, um isotrópico outro transversalmente isotrópico e um terceiro ortotrópico, cada um com três blocos, foram ensaiados à compressão simples segundo as direções dos eixos x, y e z, Fig. 3.61. Com relação aos ensaios de cisalhamento direto o mesmo procedimento foi adotado (Fig 3.62).

Também foram ensaiados doze corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 10 e 20 cm de altura para comparação com os valores dos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson obtidos para o bloco isotrópico.

Adicionalmente, quatro blocos menores (25 x 25 x 12,5) cm foram utilizados em ensaios de cisalhamento direto para a determinação do coeficiente de atrito entre as placas de aço, utilizadas no ensaio triaxial cúbico, e a argamassa dos blocos (Fig. 3.63). Nesse caso, após um deslocamento estabilizado, a tensão normal era aumentada e novo deslizamento efetuado. Em cada corpo-de-prova foram aplicadas quatro tensões normais sucessivamente, 1,0, 1,5, 2,0 e 2,5 MPa. Os resultados desses ensaios encontram-se apresentados em 4.2.1, 4.2.2 e 4.2.3.



Figura 3.61 – À esquerda o conjunto de três blocos destinados aos ensaios de compressão uniaxial, notando-se nas laterais os extensômetros para a medição das deformações transversais. À direita ensaio em execução.

Como dispositivos para ensaios sob deformação plana são raros em laboratórios de Mecânica das Rochas, o módulo de distorção ou de cisalhamento foi obtido de forma aproximada em máquina servocontrolada para ensaios de cisalhamento direto observando-se as seguintes condições:

- Observou-se um espaçamento de 30 mm entre as caixas;
- Após a aplicação da tensão normal de 2,5 MPa, necessária á minimização de momentos originados pela geometria do dispositivo de aplicação da tensão de cisalhamento, foram medidos os deslocamentos verticais e o total acumulado foi subtraído desses 30 mm. Não se utilizou a altura total do corpo-de-prova nos cálculos.
- Após as essas duas primeiras etapas a tensão de cisalhamento era aplicada e mediam-se os deslocamentos horizontais;
- O ângulo de distorção relativo apenas ao espaçamento remanescente entre caixas era calculado utilizando-se tão somente o trecho linear da curva tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal.

Considerando-se que a tensão normal aplicada é de pequena magnitude para o material ensaiado, podendo então ser negligenciada, o procedimento de cálculo seguido forneceu o valor do ângulo de distorção ϵ , e, por consequência, o valor de G .



Figura 3.62 – Determinação do módulo de cisalhamento ou módulo transversal por meio de ensaios de cisalhamento direto em máquina servocontrolada.



Figura 3.63 – Determinação do coeficiente de atrito entre a placa de aço e a argamassa dos blocos.

3.1.10. TESTES EM LABORATÓRIO COM BLOCOS CÚBICOS CONTENDO CÉLULAS TRIAXIAIS.

Para os testes com a célula triaxial, três blocos com dimensões (50x50x50) cm foram moldados segundo a dosagem e metodologia anteriormente descrita, excetuando-se a presença dos extensômetros elétricos em seu interior.

Cada um desses blocos procurava representar um meio isotrópico, transversalmente isotrópico e ortotrópico.

Após a montagem necessária à realização dos ensaios triaxiais cúbicos, os blocos foram submetidos a carregamentos de 4,0 MPa segundo a direção x, 2,0 MPa segundo a direção z, vertical e 1,0 MPa segundo a direção y. Sob essas condições foi perfurado um furo com diâmetro EW, obliquamente a uma das faces. Nesse furo, e mantidas as solicitações, foi colada uma célula triaxial.

Após a polimerização da resina, o bloco foi submetido a ciclos de carregamento/descarregamento com a finalidade de avaliar a sensibilidade da célula. Após esses ciclos executou-se a operação de sobrefuração, com as respectivas medições dos alívios das deformações acusadas pelos extensômetros elétricos da célula. Os resultados encontram-se apresentados em 4.2.4.



Figura 3.64 – À esquerda, montagem do ensaio triaxial cíclico, com indicações das direções de aplicação das três tensões. À direita execução da sobrefuração.

3.1.11. DESENVOLVIMENTO DE UM ROTEIRO PARA GERAÇÃO DE *SOFTWARE* DE CÁLCULO DO TENSOR DAS TENSÕES PARA MEIOS ISOTRÓPICOS.

Este roteiro, desenvolvido por Ruggeri (2008), possibilita a geração de um software para o cálculo do tensor das tensões próximas ao furo aberto, ou seja o tensor das tensões perturbadas pela abertura do furo quando a célula em estudo é aplicada a meios isotrópicos e contempla o modelo mais recente da célula que dispõe de quatro rosetas extensométricas. O software não se presta, em seu estágio atual de desenvolvimento, à determinação do tensor das tensões longínquas ou tensões *in situ*.

A célula triaxial recebe pela sua parte traseira o módulo de aquisição de dados - MAD. A sua parte dianteira, ou ponta, tem o formato de um tronco de cone, Figuras 3.65 e 3.66. Admite-se que a célula trabalhe sempre na posição da vertical do lugar e que sua parte dianteira esteja mais próxima do fundo do furo.

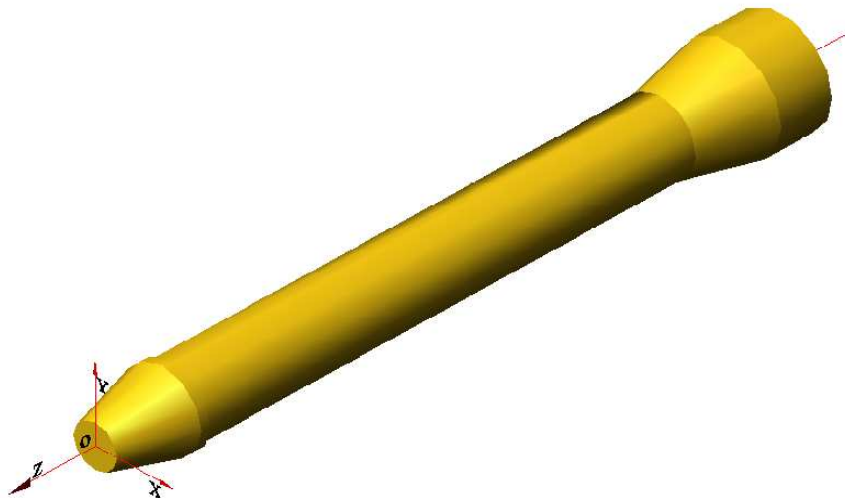


Figura 3.65 – Célula triaxial com o sistema de eixos de referência adotado.



Figura 3.66 – Célula triaxial na posição vertical, tal como é colada no interior do furo.

Utiliza-se um sistema fixo de três eixos ortogonais ligado à célula, O-xyz (Fig. 3.69), de unitários $\{\hat{i}, \hat{j}, \hat{k}\}$, tal que:

- O é um ponto arbitrário do eixo do tubo da célula;
- Oz aponta da traseira para a dianteira;
- Ox é arbitrário e aponta de dentro para fora da célula;
- Oy é escolhido de forma que o triedro O-xyz seja direto.

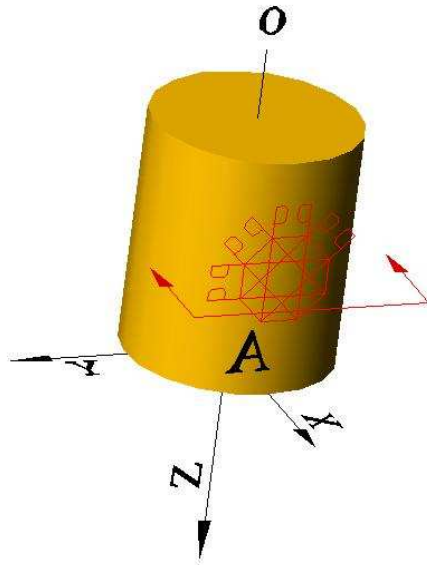


Figura 3.67 - Sistema de eixos acoplado à célula triaxial.

As rosetas têm uma base quadrada onde estão dispostos os extensômetros cujos eixos se encontram no centro desse quadrado. Tais centros são denotados por A, B, C e D. As rosetas são coladas na parede externa da célula e devem ser observadas do exterior para o interior da Fig. 3.67. O centro da roseta está situado sobre uma geratriz do tubo que tem um azimute θ em relação a Ox. Os azimutes são positivos quando medidos no sentido horário no plano Oxy. Assim, as rosetas A e B indicadas na Fig. 3.68 têm azimutes $\theta_A=0^\circ$ e $\theta_B=\theta^\circ$, respectivamente. Como os centros são pontos arbitrários, A pode sempre ser escolhido relativo à geratriz de azimute 0° .

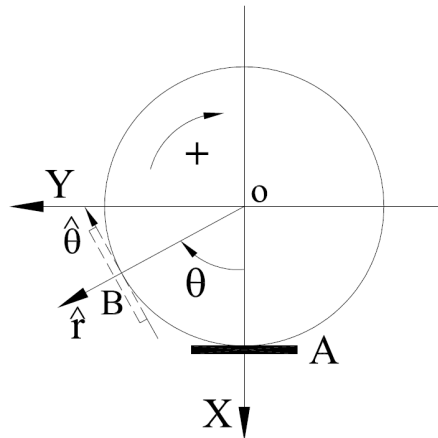


Figura 3.68 – Definição dos azimutes no plano Oxy.

Determina-se, ainda, um sistema de eixos ligado a uma roseta de extensômetros (um sistema local). O eixo que liga o centro do tubo ao centro da roseta, por exemplo, a roseta B, é ortogonal ao plano dessa roseta, aponta para o exterior da célula e tem origem em B e unitário \hat{r} , Fig. 3.68. Quanto aos outros dois eixos do sistema, um deles é paralelo ao eixo Oz da célula, com unitário \hat{k} , o outro é tangente à circunferência seção da célula, aponta no sentido do crescimento dos θ e tem unitário $\hat{\theta}$ (Figuras 3.69 e 3.70). Com essa escolha o sistema $\{\hat{r}, \hat{\theta}, \hat{k}\}$ torna-se positivo.

Deve ser observado que os eixos da roseta (paralelos aos lados do quadrado) não coincidem necessariamente com os eixos do sistema local, pois esta estará girada de certo ângulo δ no plano tangente ao tubo (Fig. 3.69).

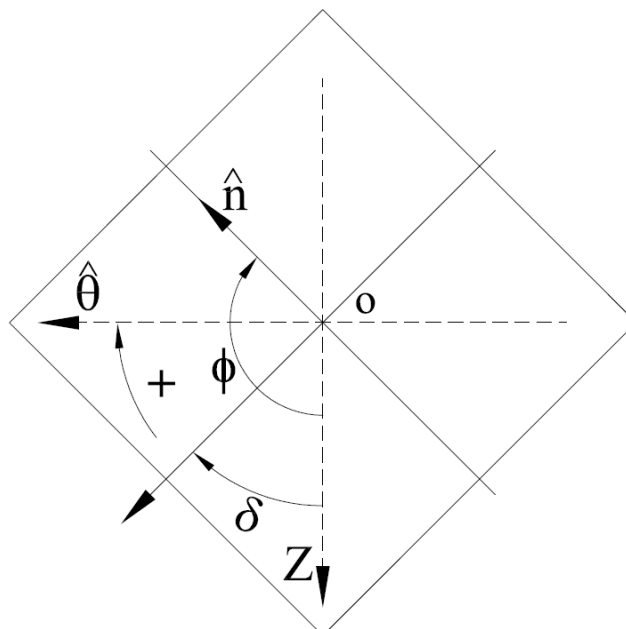


Figura 3.69 – Vista esquemática de uma roseta girada de um ângulo δ em relação ao eixo vertical z.

Os extensômetros serão numerados consecutivamente a partir de 1, havendo 12 no máximo, cada roseta comportando três deles. O eixo do extensômetro de ordem i , no plano de uma dada roseta, será definido por um vetor unitário \hat{n}_i . O sentido deste vetor é escolhido arbitrariamente e seu ângulo (orientado) ϕ_i com o eixo Oz e é medido positivamente tendo Oz como origem, Fig 3.69. Os ângulos θ ($\theta_A, \theta_B, \dots$) e ϕ (ϕ_1, ϕ_2, \dots) assim determinados, serão ditos as “coordenadas geotécnicas” do extensômetro, conforme a Tabela 3.2:

Tabela 3.2 – Coordenadas geotécnicas dos extensômetros.

Azimute (θ) e mergulho (ϕ) das direções \hat{n}_i dos extensômetros												
i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
θ_i ($^\circ$)	0	0	0	90	90	90	180	180	180	270	270	270
ϕ_i ($^\circ$)	0	45	90	δ	$\delta+45$	$\delta+90$	2δ	$2\delta+45$	$2\delta+90$	3δ	$3\delta+45$	$3\delta+90$

	ROSETA A	ROSETA B	ROSETA C	ROSETA D
δ é o ângulo de que se pretende girar as rosetas em torno do eixo \hat{r} no sentido horário.				

A roseta A ocupa uma posição particular, pois para ela $\delta = 0^\circ$. Logo: a) - seu extensômetro número 1 é paralelo ao eixo Oz e o de número 2 é paralelo a Oy; b) – o unitário local \hat{r} é coincidente com \hat{i} , logo \hat{j} coincide com $\hat{\theta}$.

OPERAÇÕES

1º) – Para cada valor de δ , Fig. 3.69, o programa deverá gerar uma lista dos (três) co-senos diretores dos 12 vetores unitários \hat{n}_i ($i = 1, 2, \dots, 12$) em relação ao sistema O-xyz da célula, e apresentá-los conforme a Tabela 3.3. Aplicam-se as fórmulas:

$$\cos \alpha_i = -\text{sen}\phi_i \text{sen}\theta_i, \quad \cos \beta_i = \text{sen}\phi_i \cos \theta_i, \quad \cos \gamma_i = \cos\phi_i$$

O programa deverá prever a possibilidade da eliminação de J quaisquer dos extensômetros especificados na Tabela 3.2 ($J \leq 6$) devido a problemas de diferentes origens (avaria de um extensômetro, por exemplo). Portanto, o número i de extensômetros cujas respostas participarão dos cálculos atende à desigualdade: $6 \leq i \leq 12$.

Tabela 3.3 – Co-senos diretores dos doze extensômetros.

Co-senos diretores das direções \hat{n}_i dos aparelhos												
i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
cos α_i												
cos β_i												
cos γ_i												
	ROSETA A para $\delta = 0^\circ$			ROSETA B para $\delta =$			ROSETA C para $2\delta =$			ROSETA D para $3\delta =$		

2º) – Verificar que o módulo dos vetores é igual a um.

Para tal calcula-se $\hat{n}_i \cdot \hat{n}_i$ para $i = 1, 2, \dots, I$. Tem-se:

$$\hat{n}_i \cdot \hat{n}_i = \cos^2 \alpha_i + \cos^2 \beta_i + \cos^2 \gamma_i \quad (12 \text{ casos})$$

O programa deverá conter uma opção de impressão desses resultados. Para efeito de corrigir dados errôneos, o programa deverá indicar aqueles cujos módulos sejam diferentes de um. Após as devidas correções, o programa deverá listar novamente os resultados $\hat{n}_i \cdot \hat{n}_i$ se assim for solicitado.

3°) – Verificar o perpendicularismo de dois quaisquer dos unitários:

Para tal calculam-se $\hat{n}_i \cdot \hat{n}_j = \hat{n}_j \cdot \hat{n}_i$ para $i, j = 1, 2, \dots, I$, com $i \neq j$. Tem-se:

$$\hat{n}_i \cdot \hat{n}_j = \cos \alpha_i \cos \alpha_j + \cos \beta_i \cos \beta_j + \cos \gamma_i \cos \gamma_j \quad (66 \text{ casos})$$

Pretende-se que o programa permita uma opção de impressão apenas dos produtos nulos, isto é, dos $\hat{n}_i \cdot \hat{n}_j = 0$.

4°) – Verificar o paralelismo de dois quaisquer dos unitários:

Para tal calcula-se $\hat{n}_i \times \hat{n}_j = -\hat{n}_j \times \hat{n}_i$ para $i, j = 1, 2, \dots, I$, com $i \neq j$. Tem-se:

$$\hat{n}_i \times \hat{n}_j = -\hat{n}_j \times \hat{n}_i = (\cos \beta_i \cos \gamma_j - \cos \beta_j \cos \gamma_i) \hat{i} + (\cos \alpha_j \cos \gamma_i - \cos \alpha_i \cos \gamma_j) \hat{j} + (\cos \alpha_i \cos \beta_j - \cos \alpha_j \cos \beta_i) \hat{k} \quad (66 \text{ casos})$$

Pretende-se que o programa permita uma opção de impressão apenas dos produtos nulos, isto é, dos $\hat{n}_i \times \hat{n}_j = \mathbf{0}$

5°) – Verificar o coplanarismo de três quaisquer dos unitários:

Para tal calcula-se $(\hat{n}_i \hat{n}_j \hat{n}_k) = \begin{vmatrix} \cos\alpha_i & \cos\beta_i & \cos\gamma_i \\ \cos\alpha_j & \cos\beta_j & \cos\gamma_j \\ \cos\alpha_k & \cos\beta_k & \cos\gamma_k \end{vmatrix}$ para $i, j, k = 1, 2, \dots, I$, com $i \neq j \neq k$, com

$C_{12}^3 = 220$ casos.

Pretende-se que o programa permita uma opção de impressão apenas dos produtos nulos, isto é, dos $(\hat{n}_i \hat{n}_j \hat{n}_k) = 0$.

6°) – Montagem da matriz $I \times 6$, $[N]$, das díades associadas às direções \hat{n}_i , referidas à base diádica local, matriz das díades:

$$[N] = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha_1 & \cos^2 \beta_1 & \cos^2 \gamma_1 & \sqrt{2} \cos \beta_1 \cos \gamma_1 & \sqrt{2} \cos \gamma_1 \cos \alpha_1 & \sqrt{2} \cos \alpha_1 \cos \beta_1 \\ \cos^2 \alpha_2 & \cos^2 \beta_2 & \cos^2 \gamma_2 & \sqrt{2} \cos \beta_2 \cos \gamma_2 & \sqrt{2} \cos \gamma_2 \cos \alpha_2 & \sqrt{2} \cos \alpha_2 \cos \beta_2 \\ \cos^2 \alpha_3 & \cos^2 \beta_3 & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \cos^2 \alpha_I & \cos^2 \beta_I & \cos^2 \gamma_I & \sqrt{2} \cos \beta_I \cos \gamma_I & \sqrt{2} \cos \gamma_I \cos \alpha_I & \sqrt{2} \cos \alpha_I \cos \beta_I \end{bmatrix}$$

7°) – Cálculo da *matriz 6x6 dos aparelhos*, $[A] = [N]^T \cdot [N]$, e sua inversa, $[A]^{-1}$.

8°) – Cálculo da *matriz 6xI da célula*: $[C] = [A]^{-1} \cdot [N]^T$ (referida à base diádica local).

O programa deverá permitir uma opção de impressão da matriz $[C]$.

Observa-se que a matriz $[C]$ é função dos co-senos diretores de cada um dos extensômetros que compuseram $[N]$ e na ordem crescente dos índices.

A matriz da célula está definida em relação à base diádica local. Os novos dados de partida – as elongações – são escalares independentes de bases.

Dados.

São dadas i medidas de elongações no material, E_i , cada uma gerada por um extensômetro na direção \hat{n}_i , pela Tabela 3.4 seguinte.

Tabela 3.4 – Elongações medidas pelos extensômetros.

Medidas das elongações ϵ_i ($\times 10^{-6}$)												
$(\hat{n}_i) \mathbf{i}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
E_i	6	8	11	12	2	8	9	5	18	9	13	17
	ROSETA A			ROSETA B			ROSETA C			ROSETA D		

Nota: Observa-se que, em alguma situação, poderão faltar dados para alguns dos extensômetros componentes da lista.

OPERAÇÕES

1º) – Dispor os dados de entrada (elongações medidas) em forma de matriz coluna:

$$\{\epsilon\} = \begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \dots \\ \epsilon_{12} \end{bmatrix}.$$

2º) – Calcular a matriz coluna associada ao diádico ϵ , referido à base diádica da célula, pela fórmula:

$$\{\epsilon\} = [C] \cdot \{E\}, \text{ sendo } \{\epsilon\} = \begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \dots \\ \epsilon_6 \end{bmatrix}.$$

Nota:

A matriz $[C]$ será composta apenas com os unitários das direções dos aparelhos não eliminados (ver itens 6, 7 e 8 da primeira parte).

3º) – Referir o diádico ϵ à base vetorial local (da célula), isto é, escrever:

$$[\mathbf{E}]_{ijk} = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & \varepsilon_6 / \sqrt{2} & \varepsilon_5 / \sqrt{2} \\ & \varepsilon_2 & \varepsilon_4 / \sqrt{2} \\ \text{sim.} & & \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{31} \\ & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \text{sim.} & & \varepsilon_{33} \end{bmatrix}.$$

4°) – Calcular os autosistemas de ε , isto é, os autovalores ε_I , ε_{II} e ε_{III} e os correspondentes autovetores $\hat{\mathbf{e}}_I$, $\hat{\mathbf{e}}_{II}$ e $\hat{\mathbf{e}}_{III}$, em relação à base vetorial local.

Os resultados deverão ser apresentados na forma da Tabela 3.5 à frente.

Pretende-se que o programa permita uma opção de impressão dos módulos dos autovetores pelas expressões

$$|\hat{\mathbf{e}}_u|^2 = (E_{u1})^2 + (E_{u2})^2 + (E_{u3})^2, \text{ para } u = I, II, III;$$

e a verificação do ortogonalismo entre eles pela impressão dos resultados das expressões

$$\hat{\mathbf{e}}_u \cdot \hat{\mathbf{e}}_v = E_{u1}E_{v1} + E_{u2}E_{v2} + E_{u3}E_{v3} = 0 \text{ para } u, v = I, II, III.$$

5°) – Calcular as coordenadas geotécnicas dos autovetores pelas expressões seguintes:

$$\text{tg} \theta = \frac{\cos \beta}{\cos \alpha}, \quad \text{e} \quad \phi = \arccos(\cos \gamma),$$

utilizando dos co-senos da tabela anterior. Pretende-se que o programa apresente os resultados na forma da Tabela 3.5. Para tal procede-se do seguinte modo.

1 - Calcula-se $\text{tg} \theta$ com os módulos dos co-senos e determina-se o arco do primeiro quadrante que satisfaça a expressão, ou seja, calcula-se $\theta_0 = \arccos |\cos \beta / \cos \alpha|$.

2) – Para a determinação de θ aplica-se a seguinte regra:

- sendo $\cos \beta > 0$ e $\cos \alpha > 0$, escreve-se: $\theta = \theta_0$;

- sendo $\cos \beta > 0$ e $\cos \alpha < 0$, escreve-se: $\theta = -\theta_0 + 180^\circ$;

- sendo $\cos \beta < 0$ e $\cos \alpha > 0$, escreve-se: $\theta = -\theta_0 + 360^\circ$;

- sendo $\cos \beta < 0$ e $\cos \alpha < 0$, escreve-se: $\theta = \theta_0 + 180^\circ$;

3) – O mergulho, um ângulo menor que 90° , pode ser calculado diretamente. O mergulho se dará abaixo da horizontal se for positivo (a seta do vetor intercepta o hemisfério inferior).

São dados o módulo de elasticidade da rocha, E (MPa), seu coeficiente de Poisson, ν , e as equações da elasticidade:

$$\sigma_I = 2\mu\varepsilon_I + \lambda(\text{tr}[\boldsymbol{\varepsilon}]), \dots\dots\dots \sigma_{II} = 2\mu\varepsilon_{II} + \lambda(\text{tr}[\boldsymbol{\varepsilon}]) \quad \mathbf{e} \quad \sigma_{III} = 2\mu\varepsilon_{III} + \lambda(\text{tr}[\boldsymbol{\varepsilon}])$$

onde λ e μ são as constantes de Lamé obtidas por meio das expressões

$$2\mu = \frac{E}{1+\nu} \quad \mathbf{e} \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

OPERAÇÕES

- 1) – Pelas equações acima calculam-se λ e 2μ em função de E e ν .
- 2) – Calcula-se $\text{tr}[\boldsymbol{\varepsilon}] = \varepsilon_I + \varepsilon_{II} + \varepsilon_{III}$.
- 3) – Levam-se esses valores às equações de tensões e calculam-se as tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 .

Apresentar os resultados na forma da Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Modelo de tabela para apresentação de autovalores e autovetores calculados.

Tensões e deformações no maciço			
Elongações principais ($\times 10^6$)		Tensões Principais (em MPa)	
$\epsilon_1 =$		$\sigma_1 =$	
$\epsilon_2 =$		$\sigma_2 =$	
$\epsilon_3 =$		$\sigma_3 =$	
Auto vetores	Azimute (θ) Mergulho (ϕ)	Co-senos diretores ($\times 10^5$)	
\hat{e}_1	$\theta_I =$ $\phi_I =$	$\cos \alpha_1$	
		$\cos \beta_1$	
		$\cos \gamma_1$	
\hat{e}_2	$\theta_{II} =$ $\phi_{II} =$	$\cos \alpha_2$	
		$\cos \beta_2$	
		$\cos \gamma_2$	
\hat{e}_3	$\theta_{III} =$ $\phi_{III} =$	$\cos \alpha_3$	
		$\cos \beta_3$	
		$\cos \gamma_3$	

Esse roteiro possibilitou a criação de um programa de computador que permite o cálculo dos tensores de tensão e deformação para meios isotrópicos referidos ao sistema de referência da célula triaxial. A Fig. 3.70 apresenta a tela inicial desse programa denominado CaTMiso.

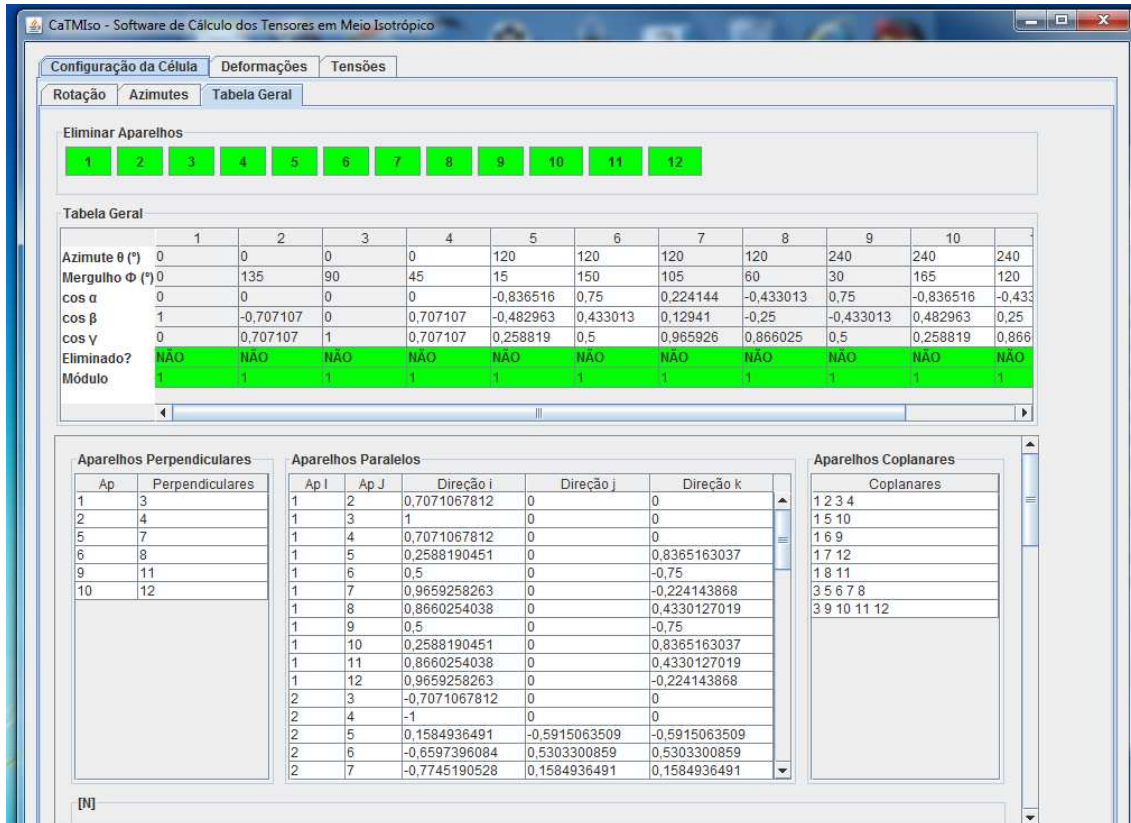


Figura 3.70 – Tela inicial do CaTMiso.

3.1.12 - TESTES EM LABORATÓRIO PARA DETERMINAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES APARENTES INDUZIDAS PELO ACRÉSCIMO DE TEMPERATURA.

Estes testes foram conduzidos introduzindo-se as células em estufa e verificando-se as deformações induzidas pelos acréscimos de temperatura.

Primeiramente foi feita uma avaliação do desempenho dos termopares utilizados nas células através de testes em estufa como mostram as Figs. 3.71 e 3.72. Nessas figuras pode-se observar um comportamento sensivelmente linear dos termopares, associado a uma tendência desses em majorar as temperaturas medidas, o que pode ser atribuído a variações no campo de temperaturas existente no interior da estufa.

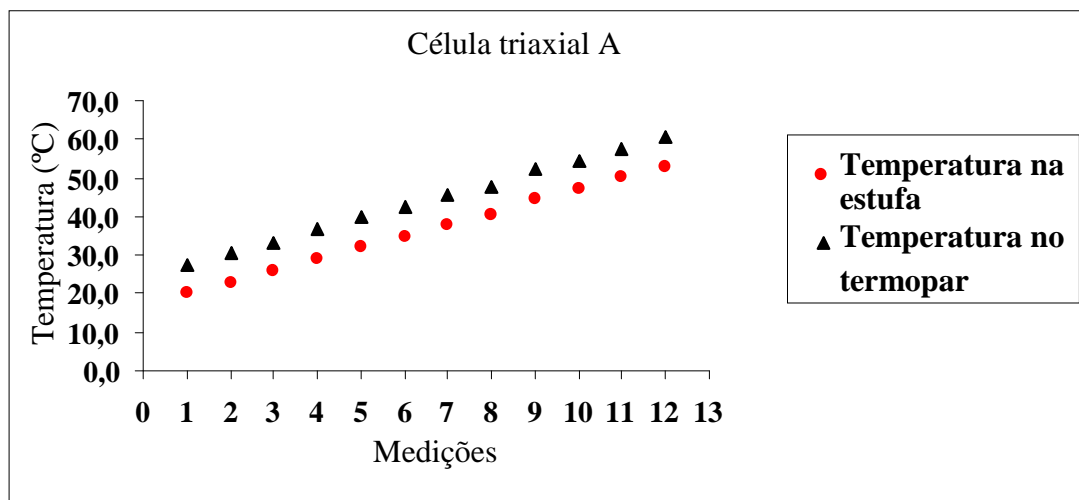


Figura 3.71 – Temperaturas medidas no interior da estufa e temperaturas medidas no termopar acoplado à célula triaxial A.

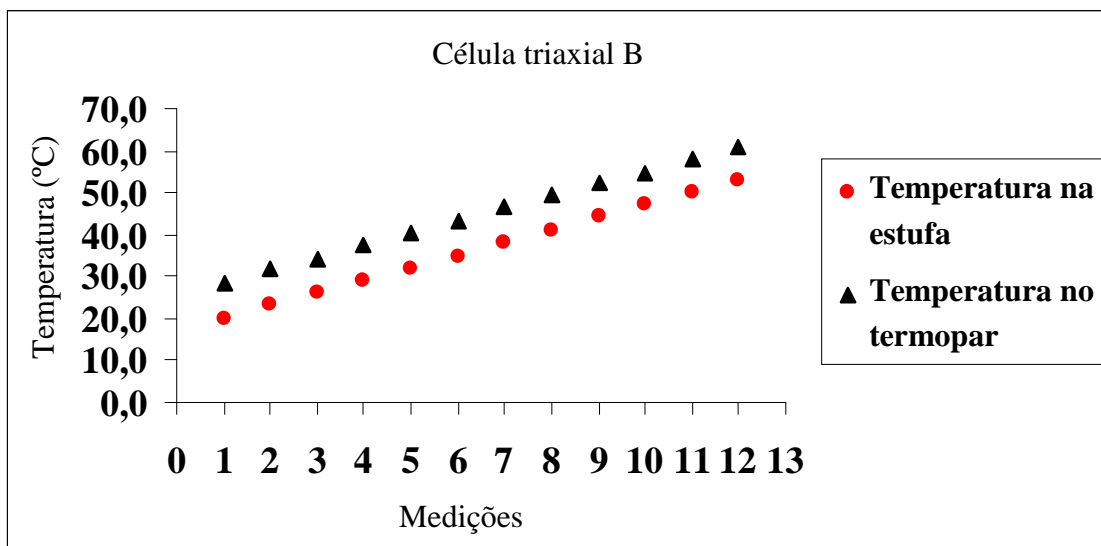


Figura 3.72 – Temperaturas medidas no interior da estufa e temperaturas medidas no termopar acoplado à célula triaxial B.

Esses gráficos mostram a necessidade da avaliação experimental de cada célula individualmente antes de sua utilização.

3.1.13. TESTES EM LABORATÓRIO PARA A VERIFICAÇÃO DO ACRÉSCIMO DE TEMPERATURA GERADO PELO PROCESSO DE PERFURAÇÃO.

Nesses testes foram utilizadas as coroas diâmetro HW convencional e escalonada, sendo cada teste executado em um bloco cúbico de argamassa com dimensões 50x50x50 cm, nos quais estavam coladas células triaxiais dotadas apenas de um termopar do tipo PT-100. Os blocos foram moldados com argamassas com dosagens idênticas às utilizadas nos blocos anteriormente descritos.

As Figuras 3.73 a 3.76 apresentam os resultados obtidos nesses testes, com os acréscimos de temperatura plotados em relação ao tempo e à profundidade de perfuração.

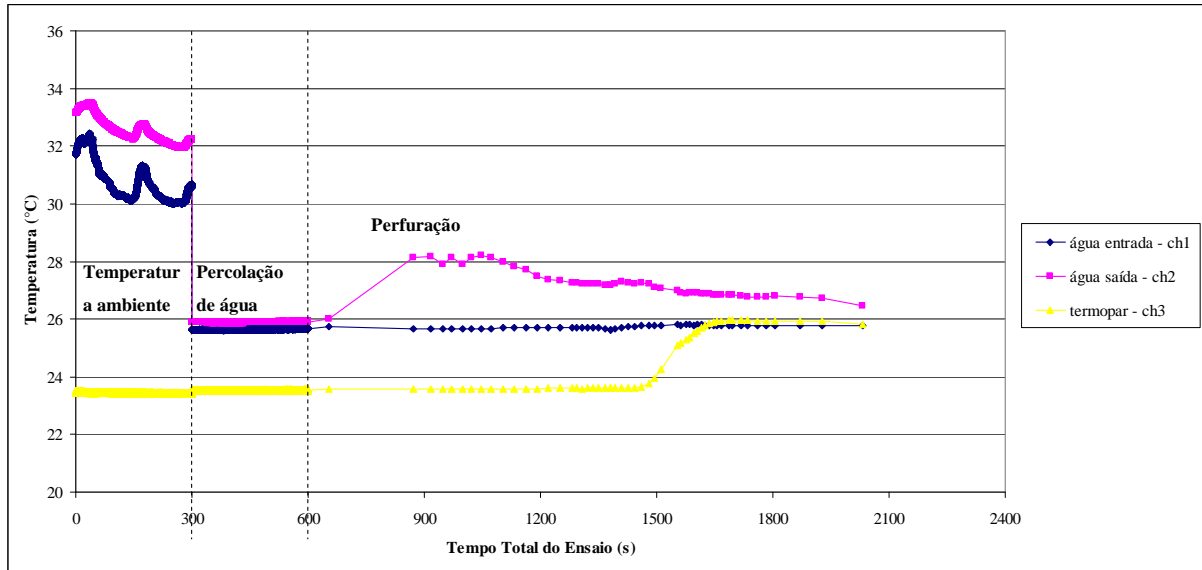


Figura 3.73 – Sobrefuração executada com coroa convencional HW.

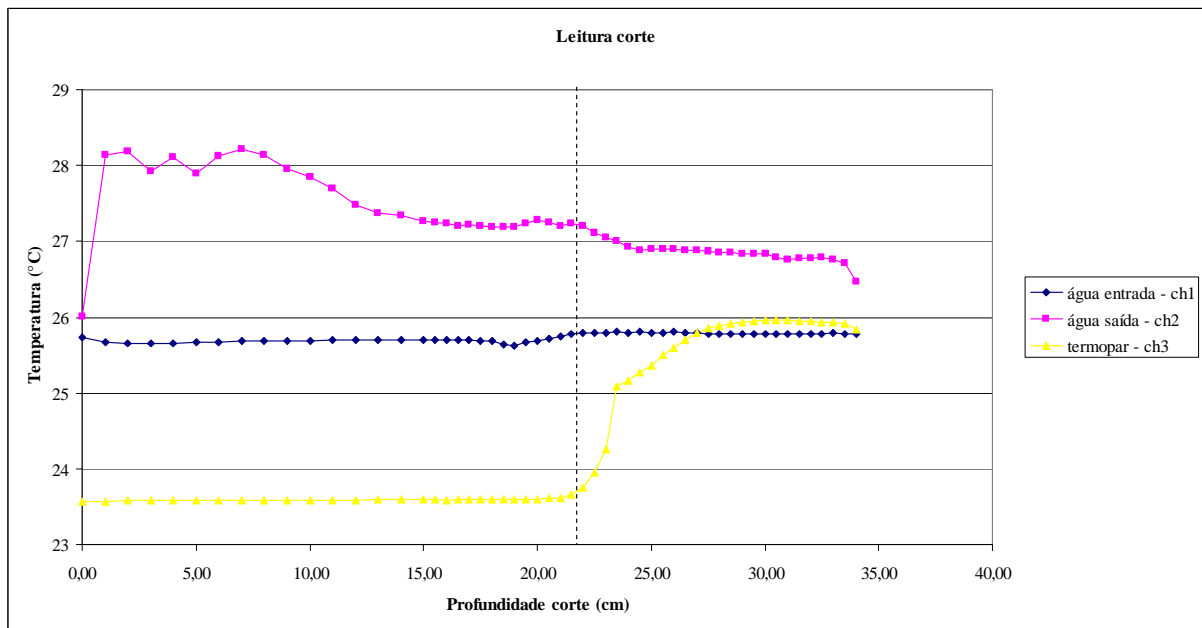


Figura 3.74 – Sobrefuração executada com coroa convencional HW.

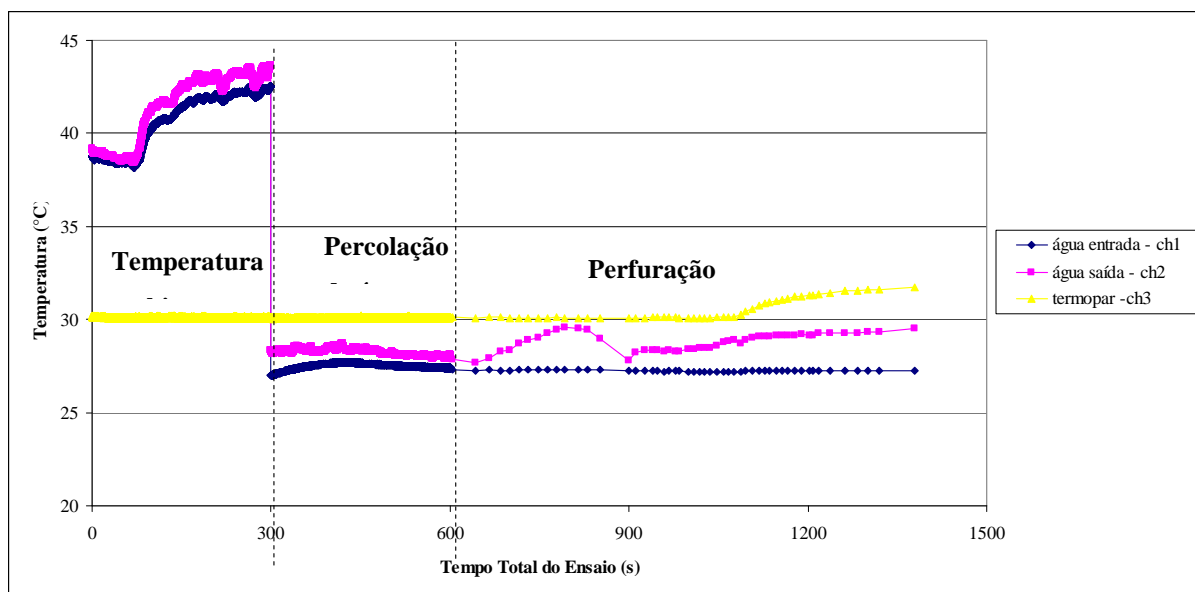


Figura 3.75 – Sobrefuração executada com coroa escalonada HW.

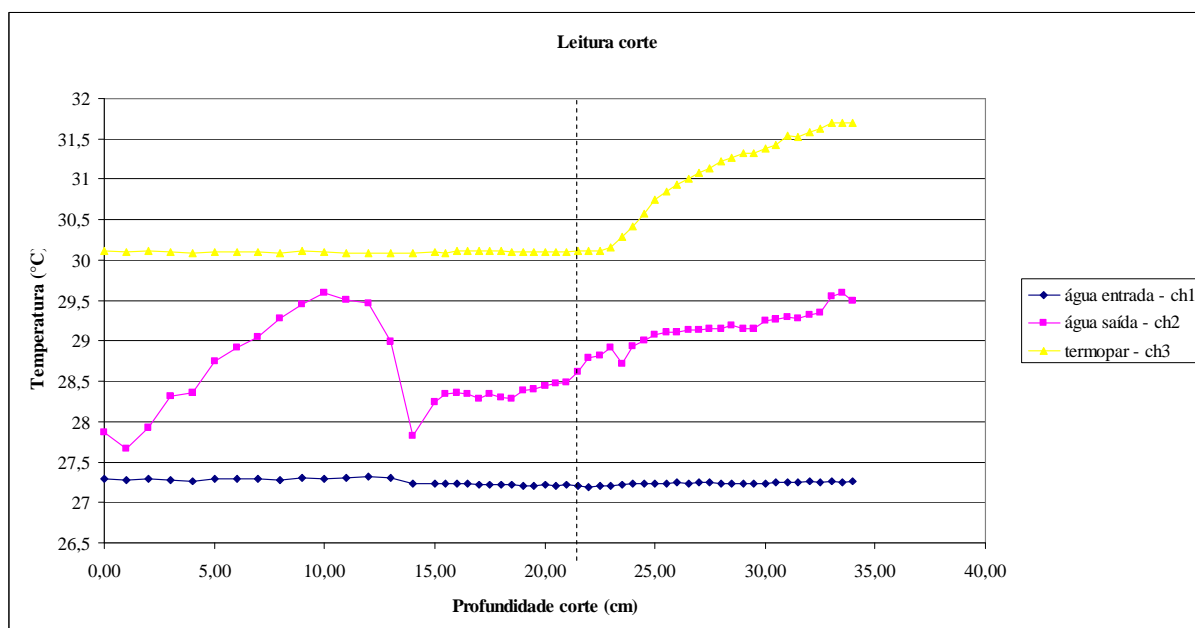


Figura 3.76 – Sobrefuração executada com coroa escalonada HW.

Como se pode concluir da observação e análise das figuras acima, o acréscimo de temperatura gerado pela coroa convencional foi menor que o gerado pela coroa escalonada, embora nos dois casos esses acréscimos não tenham sido significativos, cerca de 0,8 ° C para a coroa convencional e 2,2 ° C para a coroa escalonada, considerando-se a diferença de temperatura da água de entrada e da água de saída, para uma pressão exercida pelas coroas de 2,65 MPa.

3.1.14. TESTES PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO ESCALA.

Como a célula será utilizada em diversos tipos litológicos, necessária se fazia a avaliação do desempenho dos seus extensômetros elétricos quando colados a essas rochas e, para tanto, foram escolhidas amostras de cinco tipos de rochas não estruturadas ou seja maciças, de forma a não inserir efeitos decorrentes da anisotropia nos resultados. Assim, foram escolhidos quatro tipos de granito e um de basalto denso que foram submetidos a ensaios cíclicos de compressão uniaxial, Fig. 3.77..

Os extensômetros elétricos foram selecionados em função do comprimento de suas grades de medição e corresponderam a modelos fabricados pela KYOWA:

- KFG – 5 – 120 – C1 – 11, com grade de medição com 5 mm de comprimento;
- KFG – 10 – 120 – C1 – 11, com grade de medição com 10 mm de comprimento;
- KFG – 20 – 120 – C1 – 11, com grade de medição com 20 mm de comprimento;
- KFG – 30 – 120 – C1 – 11, com grade de medição com 30 mm de comprimento.

Para a compensação térmica foram adotados extensômetros idênticos, colados a corpos-de-prova com as mesmas litologias.



Figura 3.77 – Na foto à esquerda e da esquerda para a direita, observa-se o granito Serra da Mesa, granito azul microfissurado, granito porfirítico, granito vermelho e o basalto denso. À direita, três corpos-de-prova já com os quatro tipos de extensômetros elétricos colados.

Foram confeccionadas também cinco lâminas petrográficas para a determinação das dimensões médias dos cristais que podem ser vistas na sequência fotográfica apresentada a seguir.

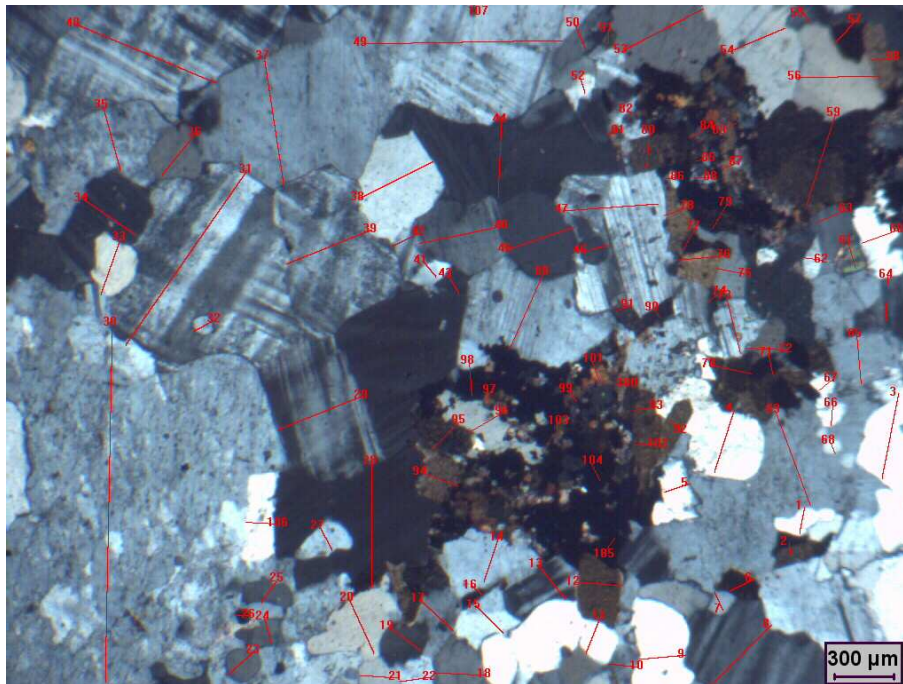


Figura 3.78 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados, com as medições efetuadas no granito Serra da Mesa.

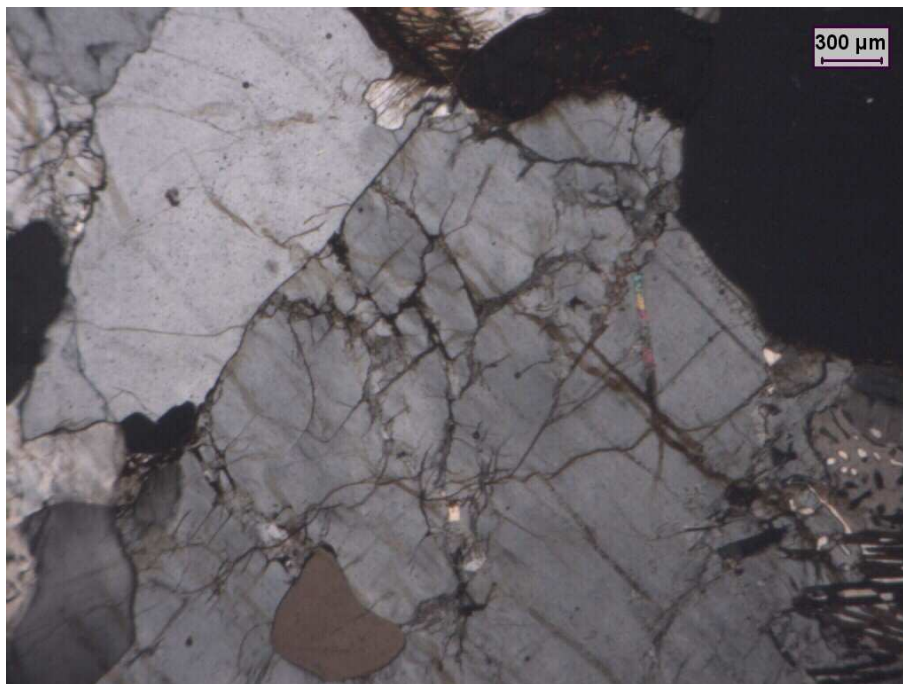


Figura 3.79 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados, de amostra do granito azul microfissurado. As medições foram omitidas para realçar a microfissuração.

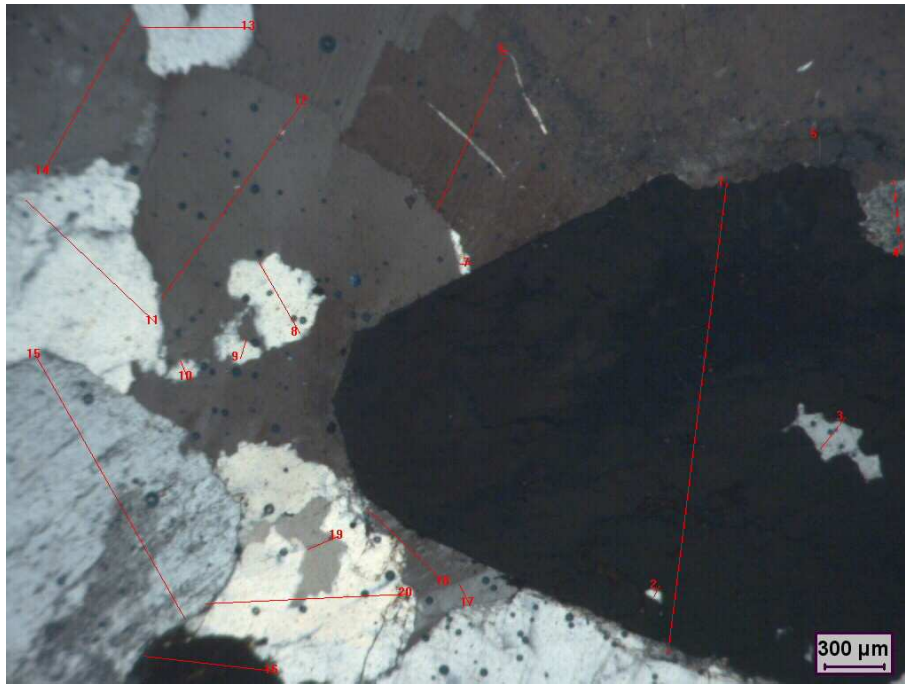


Figura 3.80 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados, com as medições efetuadas no granito porfirítico.

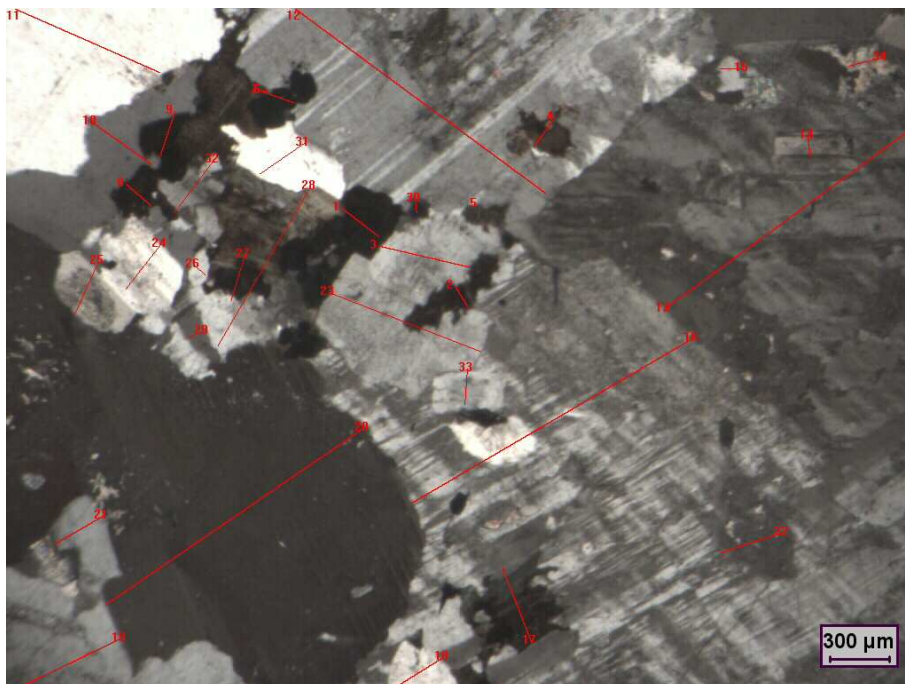


Figura 3.81 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados, com as medições efetuadas no granito vermelho.

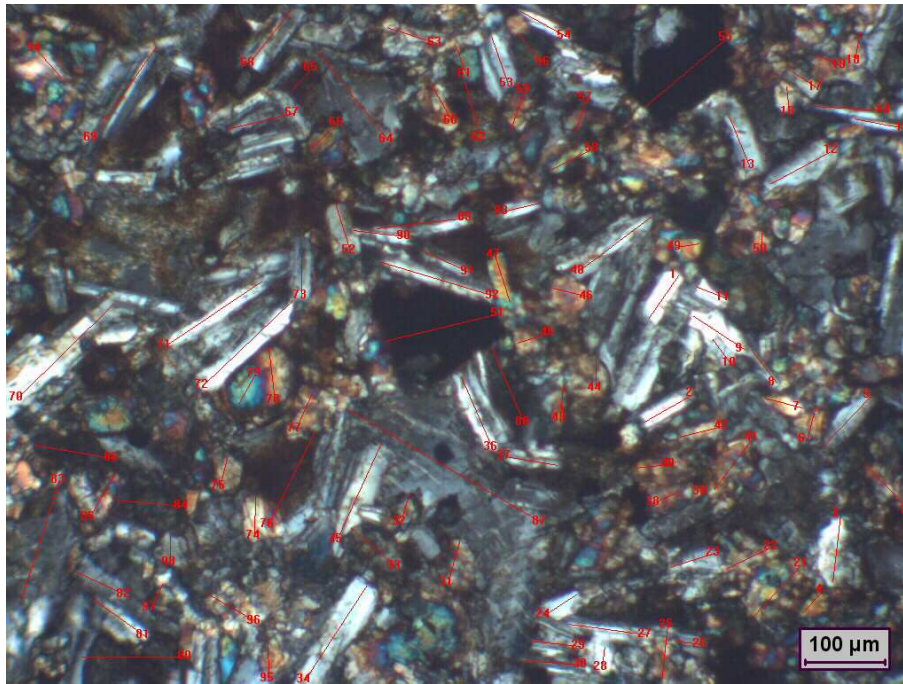


Figura 3.82 – Fotomicrografia, sob Nicóis cruzados, do basalto denso com as medições efetuadas.

Os ensaios de compressão uniaxial permitiram relacionar as tensões com as deformações por meio do módulo de elasticidade E . Já os comprimentos das grades de medição dos extensômetros elétricos L , foram relacionados com o diâmetro médio dos cristais D , obtidos nas medições mostradas anteriormente. A relação entre todos esses parâmetros é dada pelo fator escala FE , conforme a expressão abaixo:

$$FE = \frac{E}{L/D} \quad (3.3)$$

3.1.15. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS COM BLOCOS CÚBICOS SUBMETIDOS A ENSAIOS TRIAXIAIS.

A simulação numérica teve como objetivo principal possibilitar a comparação entre as deformações medidas pela célula na parede do furo e os valores obtidos na simulação propriamente dita. Os resultados são apresentados e discutidos no Capítulo 4.

Para essa simulação foi utilizado um programa de computador denominado COMSOL, versão 4.0A, que opera com elementos finitos.

A geometria do problema foi definida com base na Fig. 3.85. Nessa figura define-se um cubo de 50 cm de aresta com as seguintes características geométricas:

- No plano ABCD (vermelho) o centro do furo é definido pelo ponto F, o qual tem as seguintes coordenadas: (-13, 25, -2.5);
- No plano A'B'C'D' (verde) o centro do furo é definido pelo ponto F' o qual tem as seguintes coordenadas: (13, -25, 2.5);
- A indicação "0" é a origem, (0,0,0) e está localizada no centro da reta FF' e na intercessão das diagonais, conseqüente no centro do cubo;
- O furo tem diâmetro de 37,7mm iniciando no ponto F e terminando aproximadamente a 100 mm da face do plano A'B'C'D';
- O sistema de referência adotado é o definido na Fig. 3.58 e rerepresentado na Fig. 3.83.

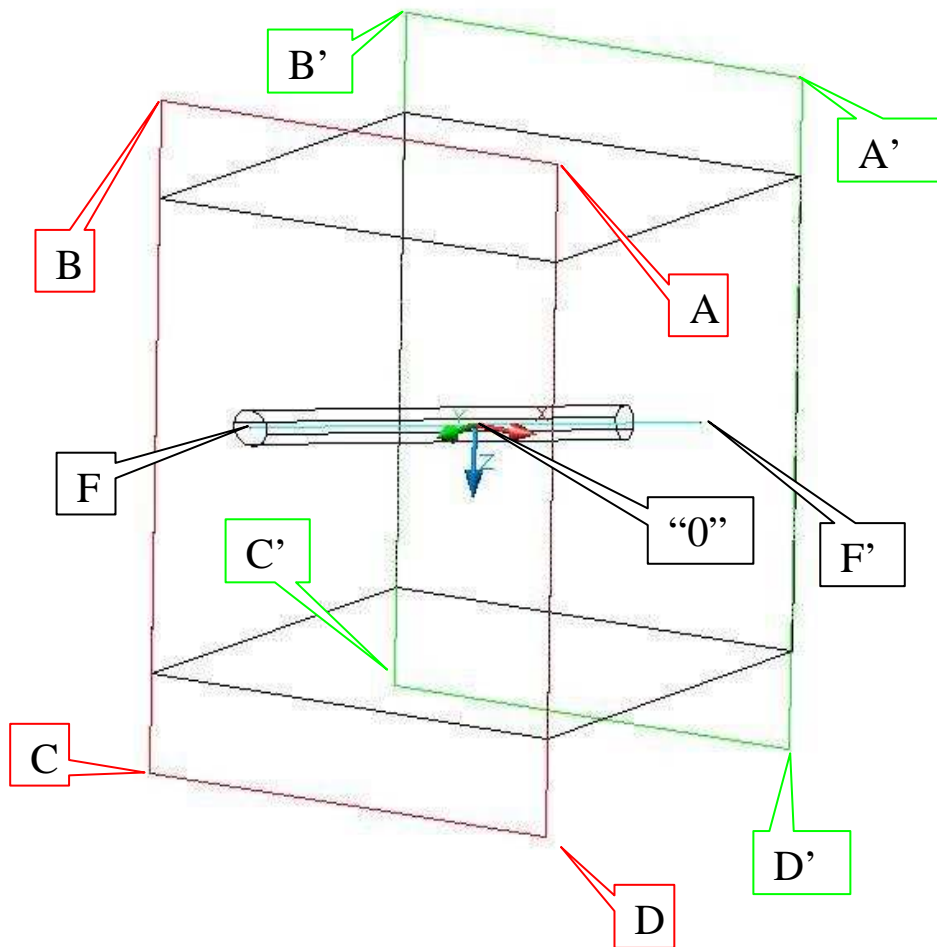


Figura 3.83. - Geometria do bloco com furo de seção circular adotado na simulação numérica.

As condições de contorno impostas foram:

- Em função de restrições no equipamento utilizado para ensaio, foram impostas restrições de deslocamento às faces do cubo contidas nos planos AA'D'D, CC'D'D e ABCD. Essas faces estavam impedidas de se deslocarem segundo as direções normais aos seus planos podendo, contudo, fazê-lo segundo direções ortogonais contidas nesses mesmos planos;
- As tensões aplicadas na fronteira, ou seja, em três das faces dos blocos, faces essas que não apresentavam restrições, foram $v_{xx} = 4,0$, $v_{yy} = 1,0$ e $v_{zz} = 2,0$ MPa;
- A geração automática da malha de elementos finitos conduziu à criação de uma malha com 100.000 nós;
- A película de epóxi existente entre a célula triaxial e a parede do furo não pode ser simulada pelas razões anteriormente expostas.

Inicialmente foi feita uma avaliação do campo de tensões no bloco cúbico antes da abertura do furo aplicando-se uma tensão de 2,0 MPa segundo as três direções ortogonais x, y e z.

Numa segunda etapa efetuou-se uma verificação das condições de contorno avaliando-se os deslocamentos junto às faces com e sem restrição.

As Figuras 3.84 a 3.86 mostram a adequação das condições de contorno às restrições impostas

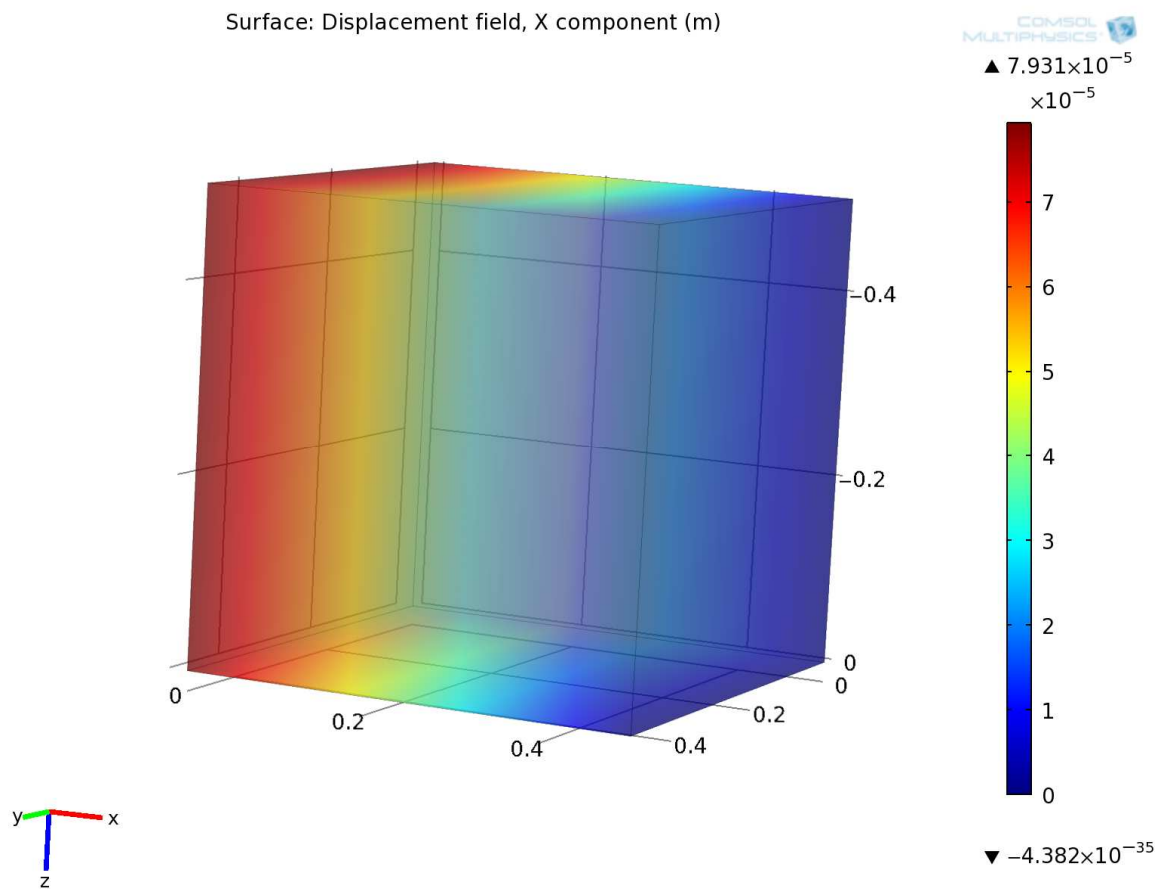


Figura 3.84 – Campo de deslocamentos indicando a restrição imposta à face AA'DD', impedida de se deslocar segundo a direção x .

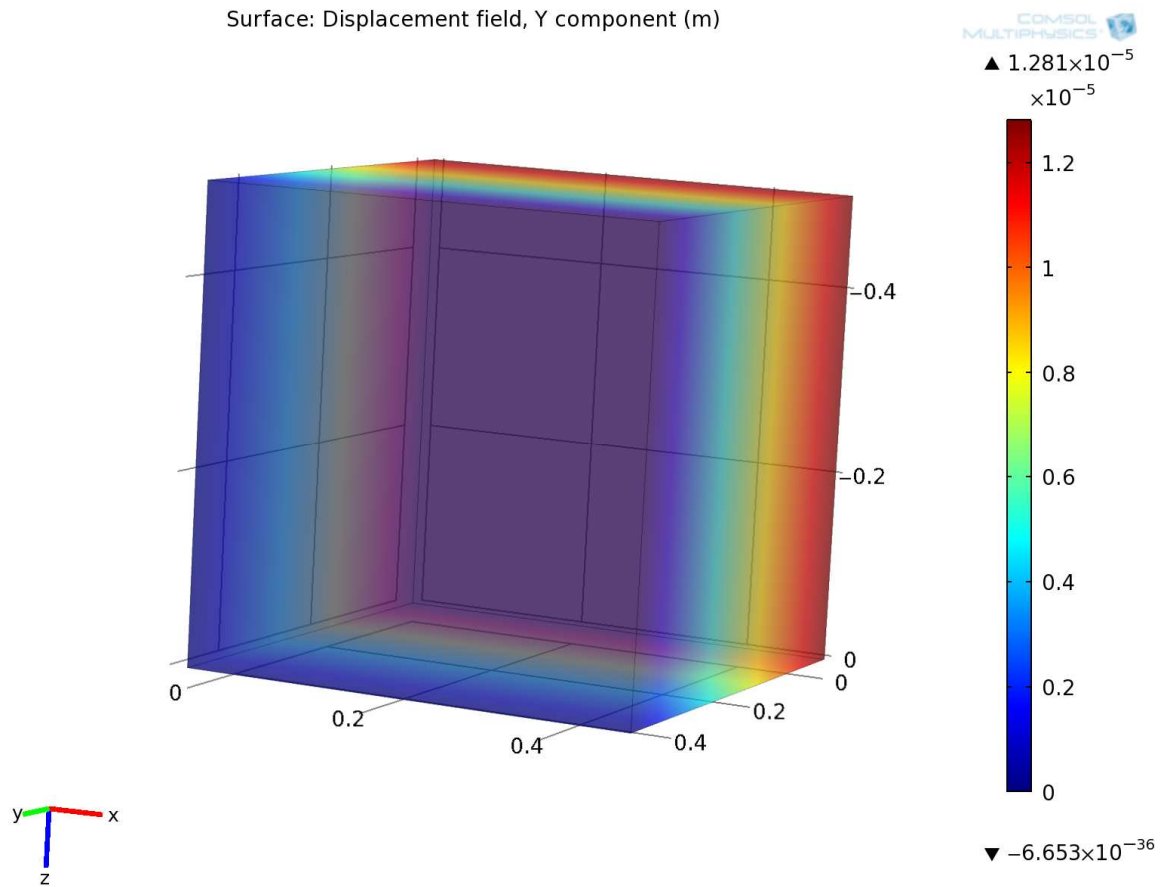


Figura 3.85 – Campo de deslocamentos indicando a restrição imposta à face ABCD, impedida de se deslocar segundo a direção y .

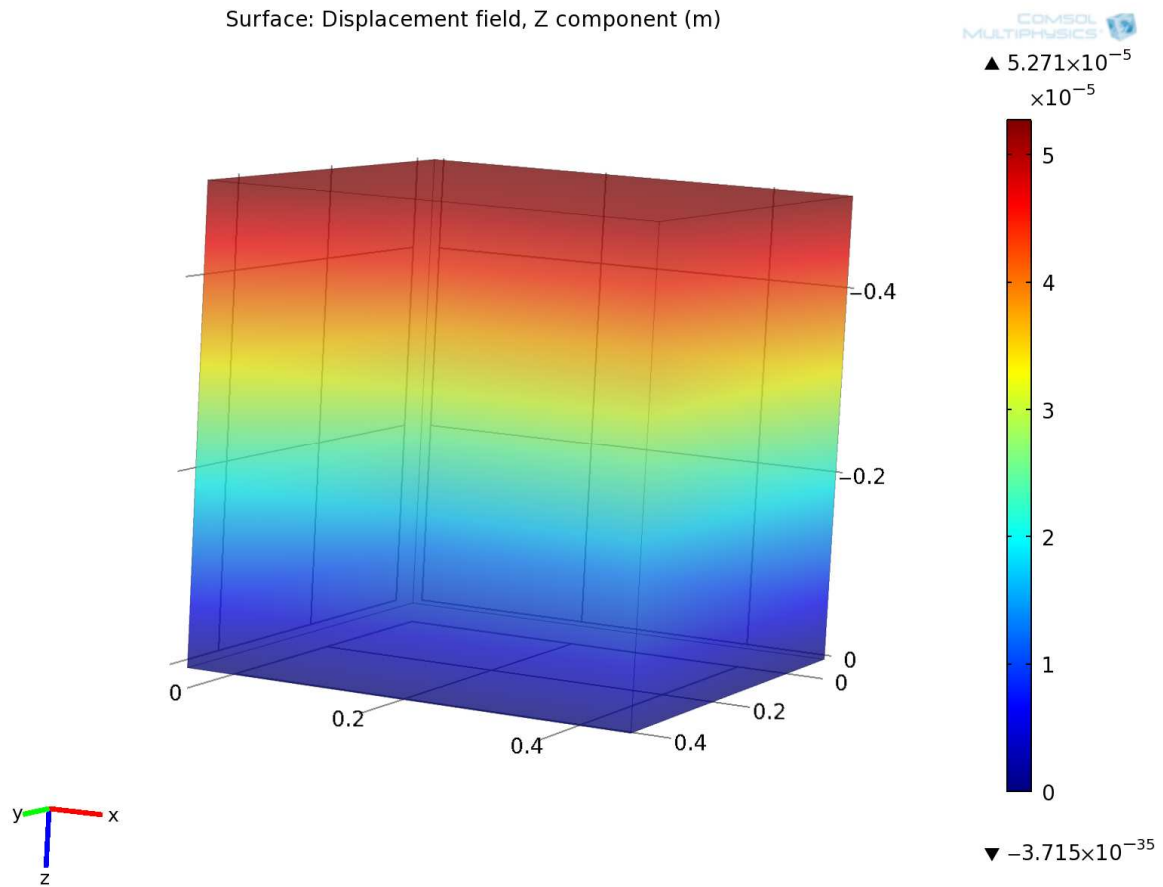


Figura 3.86 – Campo de deslocamentos indicando a restrição imposta à face $CC'D'D$, impedida de se deslocar segundo a direção z .

Analisou-se também a natureza do campo de tensões e de deformações por todo o volume do cubo. As Figuras 3.87 a 3.92 mostram a existência de campos de tensões e de deformações sensivelmente homogêneos por todo o volume de interesse.

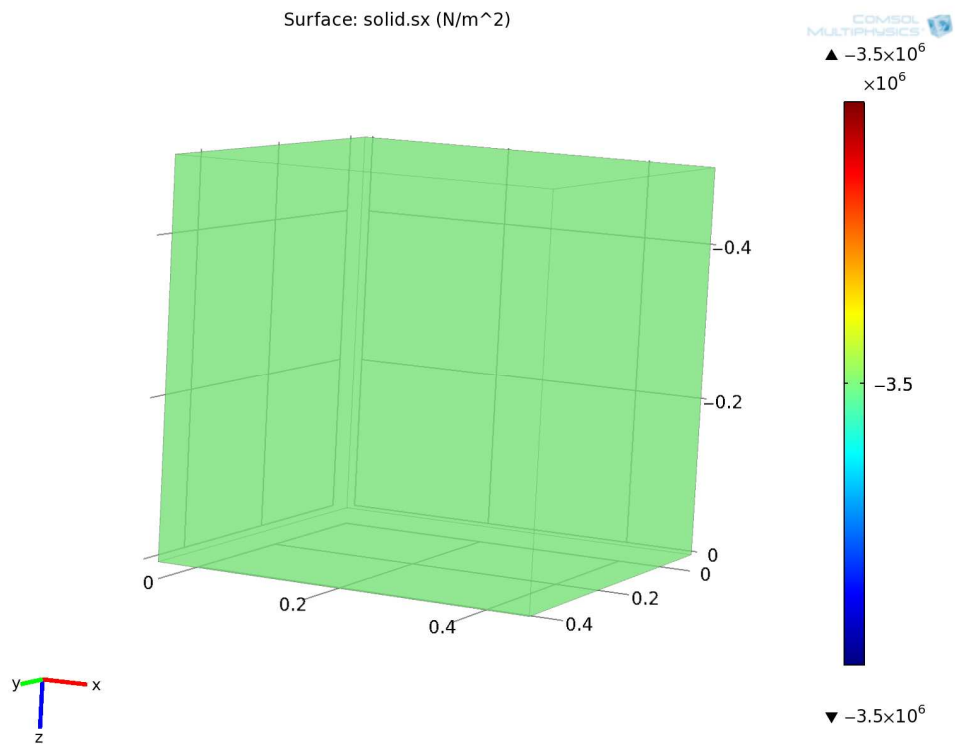


Figura 3.87 – Campo de tensões segundo a direção x .

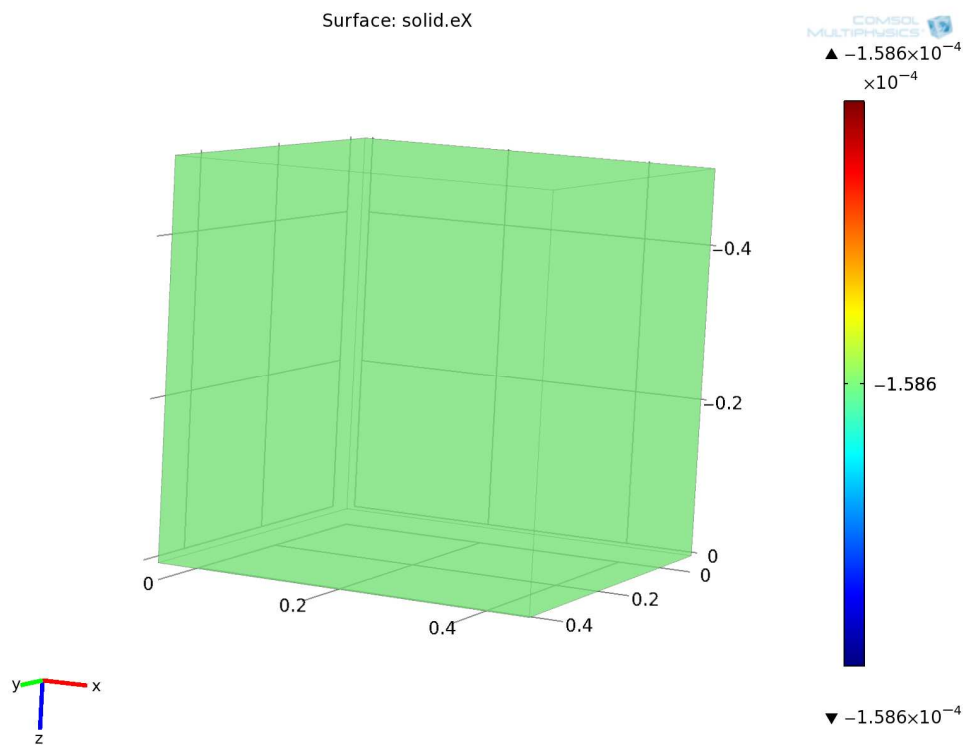


Figura 3.88 – Campo de deformações segundo a direção x .

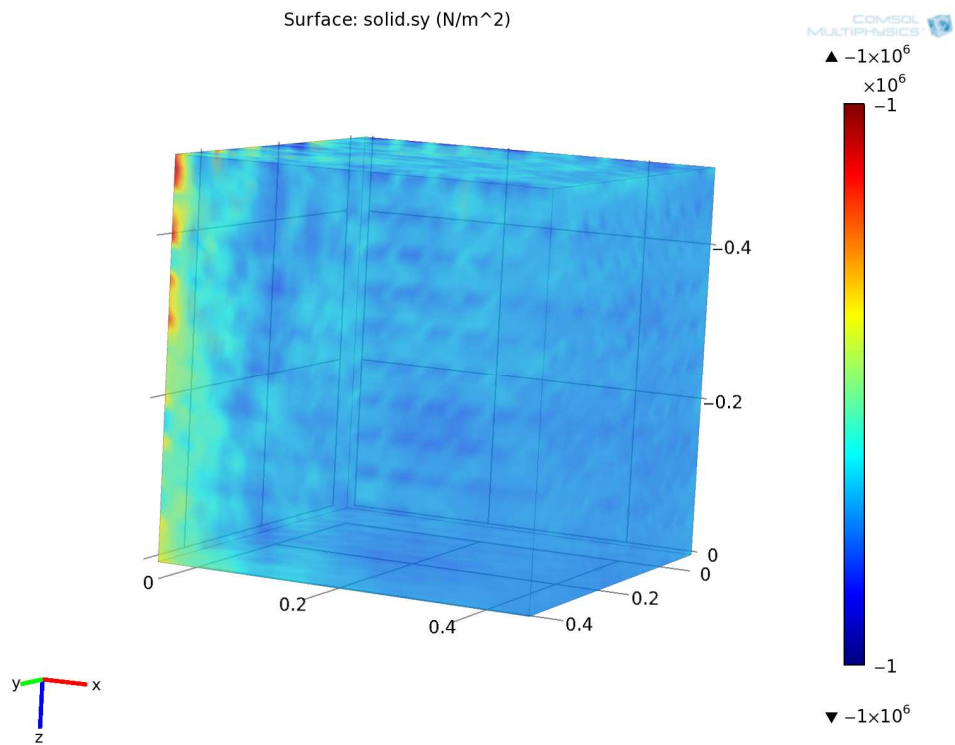


Figura 3.89 – Campo de tensões segundo a direção y .

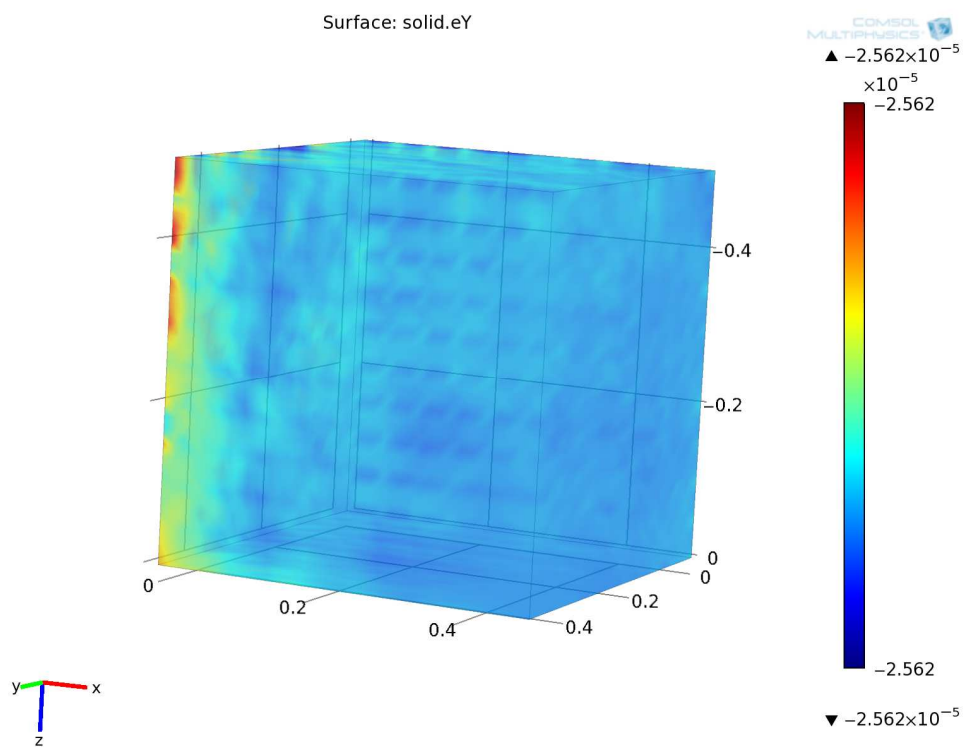


Figura 3.90 – Campo de deformações segundo a direção y .

O passo seguinte foi a abertura de um furo circular com o bloco submetido às tensões mencionadas e a análise das tensões e deformações em um plano normal ao eixo da célula, passando pelo centro das rosetas.

Os resultados da modelagem estão apresentados no Capítulo 4.

3.2. DESENVOLVIMENTO DO PRESSIÔMETRO

No desenvolvimento do pressiômetro foram observadas diversas etapas. A primeira foi realizar testes preliminares na UHE Serra da Mesa para definir a concepção do pressiômetro. Nessa etapa foram realizados testes com almofadas planas, tendo como elementos de controle superficiais extensômetros elétricos ao invés de pinos de referência (Fig. 3.93).



Figura 3.93 – Rasgo aberto em superfície rochosa para teste de reposição das deformações controlado por elementos de controle superficiais do tipo extensômetros elétricos de resistência.

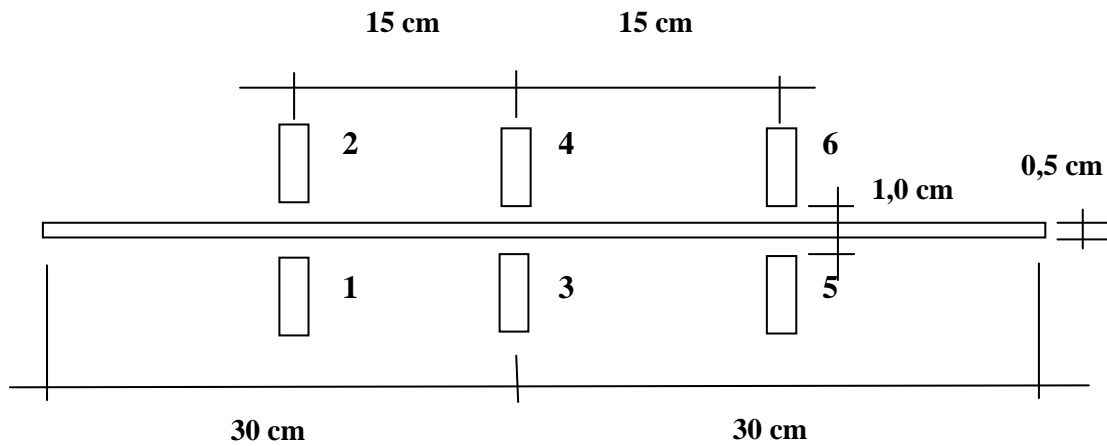


Figura 3.94 – Esquema de rasgo para almofada de pequena área com extensômetros elétricos de resistência, numerados de 1 a 6, utilizados como elementos de controle superficial das deformações.

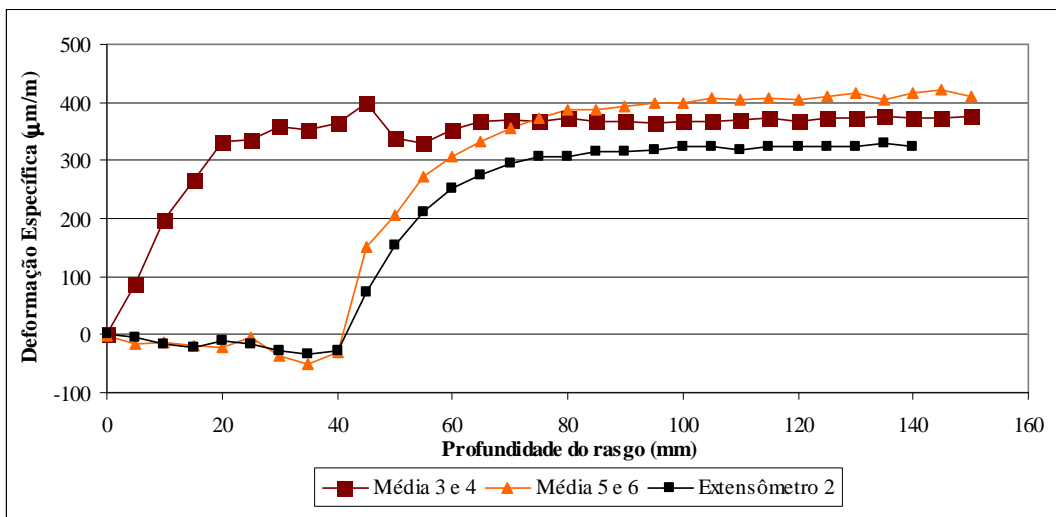


Figura 3.95 – Deformações medidas pelos extensômetros à medida que o rasgo era aprofundado. O extensômetro 1 foi danificado e não pode ter seu comportamento avaliado.

Como se pode observar na Fig. 3.95, os extensômetros elétricos são sensíveis à atuação do disco de corte até uma profundidade de cerca de 25 a 30 mm, não acusando deformações decorrentes do corte após essa profundidade.

Os extensômetros apresentaram também uma resposta adequada quando da inserção e pressurização da almofada para a reposição das deformações (Fig. 3.96).

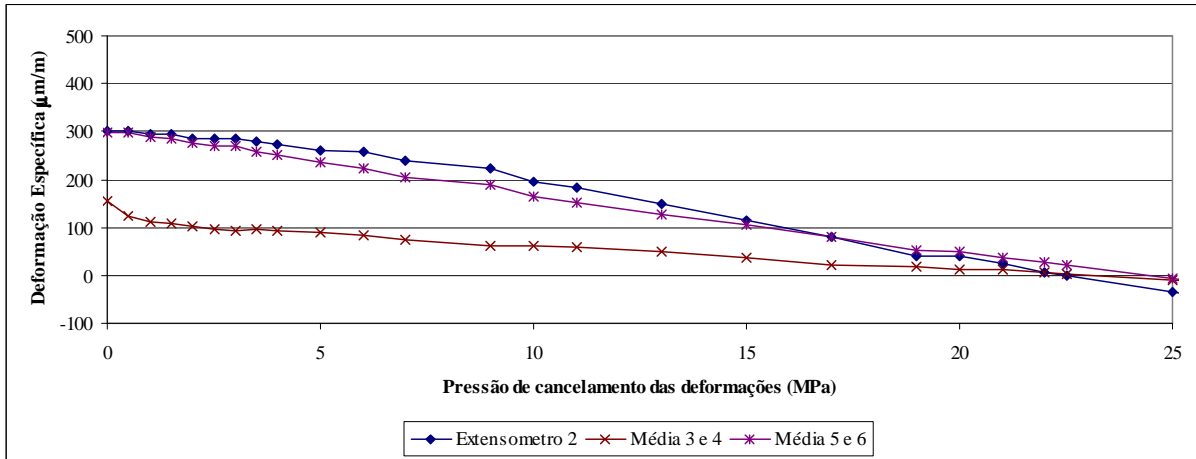


Figura 3.96 – Reposição das deformações com a pressurização da almofada.

Foi executado também, um furo com diâmetro HX no qual se utilizou a técnica da subfuração (*undercoring*) utilizando-se extensômetros elétricos como elementos de controle (Fig. 3.97).

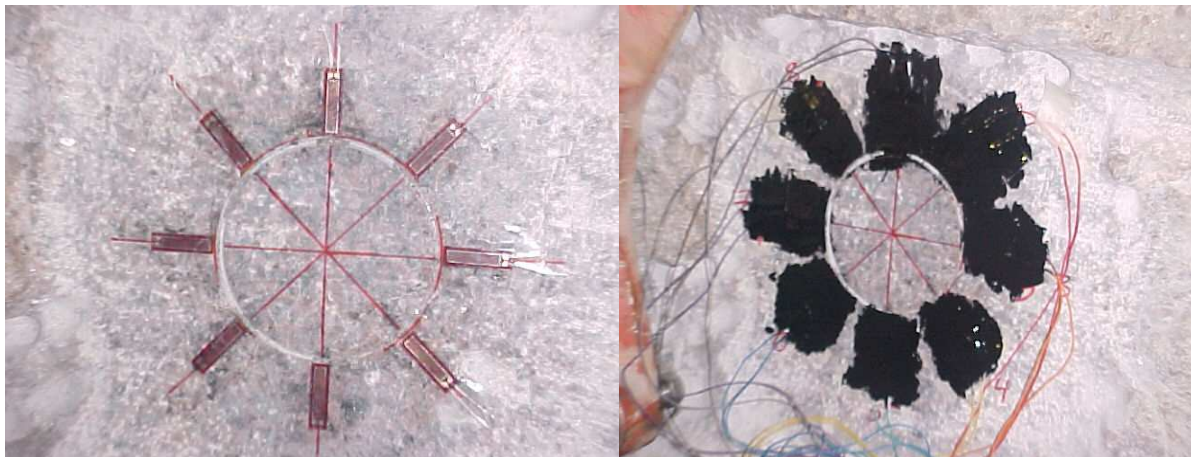


Figura 3.97 – Extensômetros elétricos colados em torno do perímetro de um furo a ser aberto.



Figura 3.98 – Furo de subfuração executado (*undercoring*).

Na Fig. 3.99 observa-se que, a exemplo do que aconteceu no rasgo aberto para o teste com a almofada plana, os extensômetros elétricos apresentaram sensibilidade em relação ao processo de perfuração somente até 25 mm, com uma sensível estabilização a partir dessa profundidade.

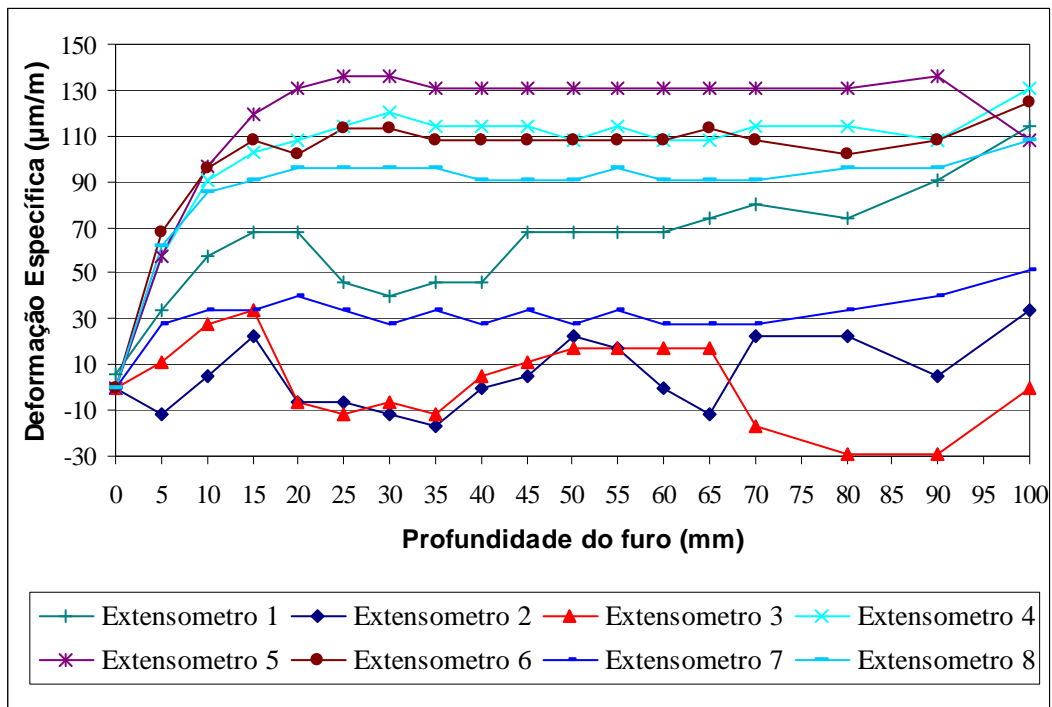


Figura 3.99 – Deformações medidas com o aprofundamento do furo. Notar a estabilização das deformações a partir de uma profundidade de 25 mm.

3.2.1. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO E ESPECIFICAÇÃO DO DISPOSITIVO E ACESSÓRIOS.

Com os resultados dos testes iniciais foi possível definir algumas características básicas do projeto quais sejam:

- O pressiômetro deveria operar em furos com diâmetro HX, diâmetro convencional de sondagem;
- As sapatas do pressiômetro não precisariam atuar além de 25 mm de profundidade dada a insensibilidade dos extensômetros a partir dessa marca.

Assim, de posse dessas premissas de projeto, desenhou-se com o auxílio do AUTOCAD, um dispositivo com oito sapatas destinadas a pressionar a parede de um furo com diâmetro HX segundo quatro direções. As sapatas deveriam atuar aos pares, uma, diametralmente oposta à outra, sendo acionadas hidráulicamente. As vistas explodidas apresentadas na Fig. 3.100 possibilitam uma visão em detalhe do projeto.

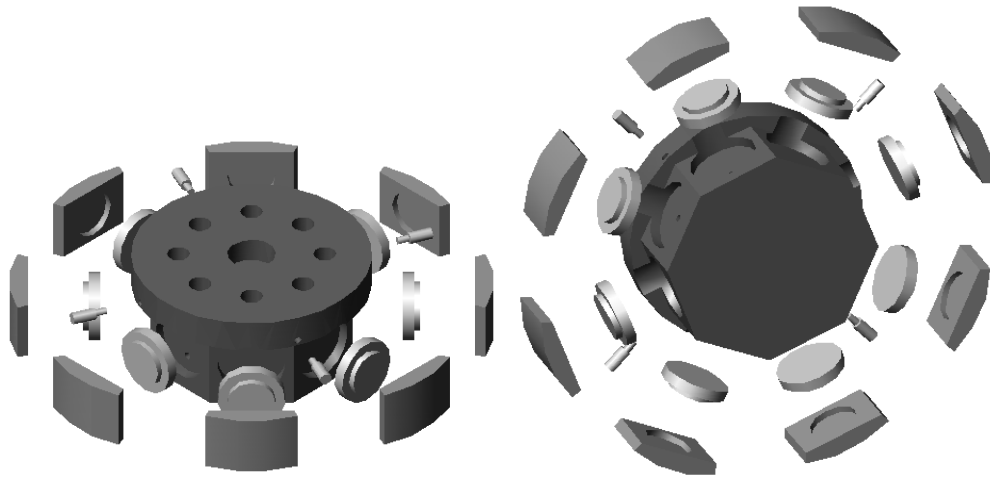


Figura 3.100 – Vistas explodidas do pressiômetro. À direita vista da parte superior com os oito orifícios de alimentação hidráulica. À esquerda vista da parte inferior. Em ambas as vistas podem ser observadas as oito sapatas e os êmbolos que as acionam (Patente FURNAS BRPI0604003).



Figura 3.101 – À direita vista da parte superior com os oito orifícios de alimentação hidráulica. À esquerda vista da parte inferior. Em ambas as vistas podem ser observadas as oito sapatas (Patente FURNAS BRPI0604003).

3.2.2. MODELO FOTOELÁSTICO PARA A VISUALIZAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES APLICADAS PELO PRESSIÔMETRO.

A finalidade dessa modelagem física foi unicamente a visualização da distribuição de tensões em uma placa quadrada, com 20 cm de lado e um furo circular com 10 cm de diâmetro em seu centro, de forma a otimizar a colagem dos extensômetros elétricos no entorno do furo para os testes em blocos de argamassa.. Essa visualização constituiu-se também numa tentativa de visualização da funcionalidade do pressiômetro ao aplicar pressões na placa de epóxi e de otimização da distribuição dos extensômetros elétricos em torno do furo circular.

Devido à espessura da placa utilizada, não foi possível a aplicação da técnica da separação das tensões com a adoção do método da incidência oblíqua da luz polarizada. A espessura da placa foi ditada pela necessidade de se aplicar solicitações em seus bordos e, por esse motivo, não pode ser tão delgada como o recomendado em análises por meio da fotoelasticidade.

Para a realização dos testes fotoelásticos utilizou-se uma placa de resina epóxi, com 19 mm de espessura. O módulo de elasticidade da resina, determinado por meio de ensaio uniaxial era de 22,6 GPa e coeficiente de Poisson de 0,17. Como o módulo de elasticidade do bloco de argamassa isotrópico era 36,4 MPa, a relação entre o módulo de elasticidade da placa e do bloco guardariam uma relação de 620 ou seja, as tensões a serem aplicadas nos bordos da placa seriam as aplicadas no bloco, $\sigma_{xx} = 4,0$ MPa e $\sigma_{zz} = 2,0$ MPa, multiplicadas por esse fator, o que inviabilizaria os ensaios. Dessa forma e como a modelagem destinava-se apenas à visualização da assimetria das distribuições de tensões e deslocamentos, optou-se por não seguir o preceito da modelagem física qual seja a relação entre tensões no modelo e no protótipo, devem seguir a mesma relação entre seus módulos, adotando-se então as mesmas tensões aplicadas ao bloco de argamassa.

A exemplo do modelo numérico, a placa foi então solicitada por uma tensão $\sigma_{xx} = 4$ MPa, horizontal, aplicada no seu lado esquerdo, com o lado direito mantendo-se fixo e $\sigma_{zz} = 2$ MPa, vertical, aplicada no topo da placa, com a base mantendo-se fixa.

O teste foi conduzido simulando inicialmente o furo sem o pressiômetro e logo a seguir, com o pressiômetro já posicionado, foram simuladas três condições de aplicação de tensões internas ao furo. As Figuras 3.102 a 3.106 ilustram essas condições.

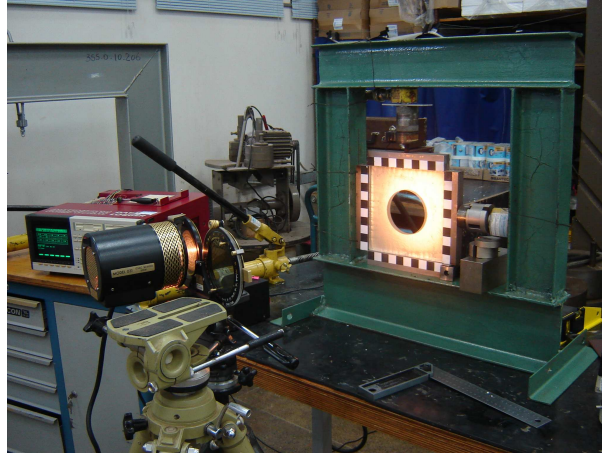


Figura 3.102 – Arranjo geral do teste fotoelástico com a placa solicitada horizontal e verticalmente, iluminada por luz polarizada.

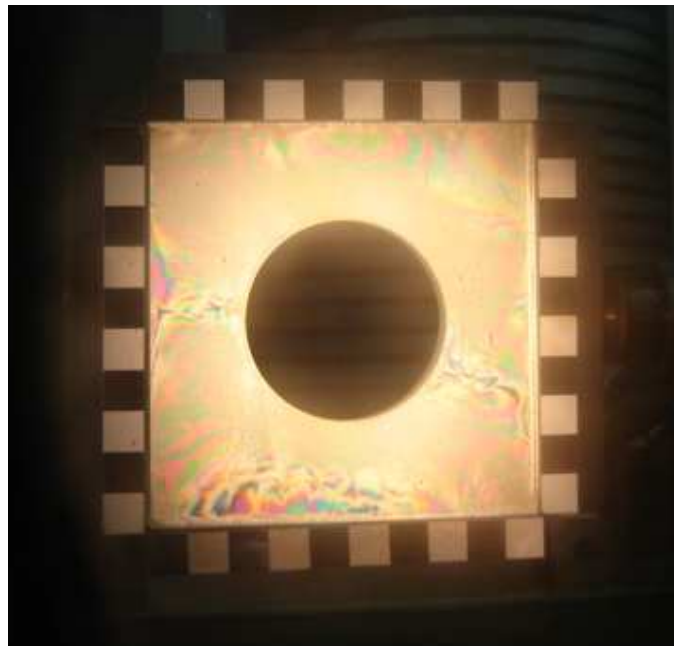


Figura 3.103 – Placa sob solicitação biaxial com σ_{xx} (horizontal) = 4 MPa e σ_{zz} (vertical) = 2 MPa com as isocromáticas definindo pontos com iguais valores de $(\sigma_x - \sigma_z)$.



Figura 3.104 – Placa sob a mesma solicitação biaxial porém, com o pressômetro aplicando uma pressão interna $\sigma_{xx} = \sigma_{zz} = 2$ MPa.



Figura 3.105 – Placa sob a mesma solicitação biaxial porém, com o pressômetro aplicando uma pressão interna $\sigma_{xx} = 4$ MPa e $\sigma_{zz} = 2$ MPa.

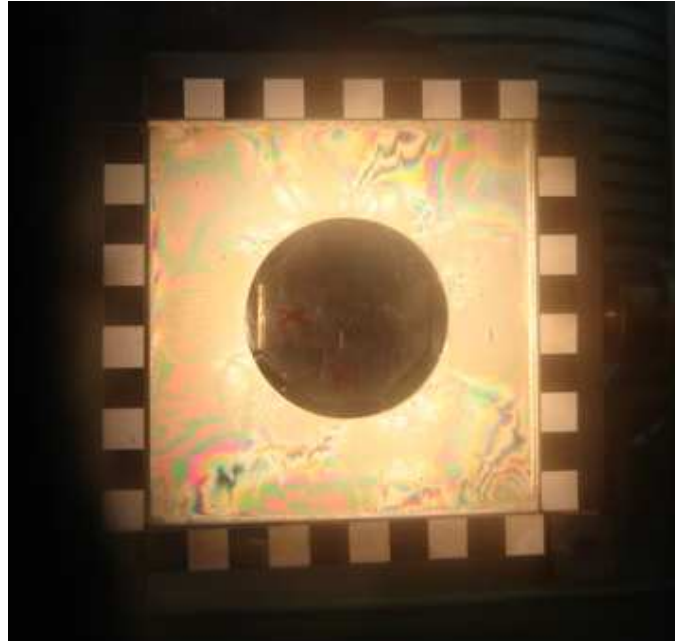


Figura 3.106 – Placa sob a mesma solicitação biaxial porém, com o pressômetro aplicando uma pressão interna $\sigma_{xx} = 4$ MPa e $\sigma_{zz} = 2$ MPa e pressões de 3 MPa a 45° em relação a essas direções.

3.2.3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS DE UM FURO CIRCULAR EM PLACA SOB CARREGAMENTO BIAxIAL.

O objetivo dessa simulação foi o de verificar qual o melhor arranjo para a distribuição dos extensômetros elétricos utilizados como elementos de controle da restituição das deformações em torno do furo circular.

Para essa modelagem foi utilizado o *Fast Lagrangian Analysis of Continua, FLAC*, Versões 3.3 e 5.0, um programa explícito para computador, que utiliza o método das diferenças finitas.

Por uma questão de compatibilidade com a modelagem física, anteriormente realizada, adotou-se para esse modelo uma placa quadrada, com 20 cm de lado, contendo um furo circular com 10 cm de diâmetro e centro comum com a placa.

As condições de contorno do modelo obedeciam aos seguintes critérios:

$\sigma_{xx} = 4$ MPa, horizontal, aplicada no lado esquerdo da placa.

$\sigma_{zz} = 2$ MPa, vertical, aplicada no topo da placa.

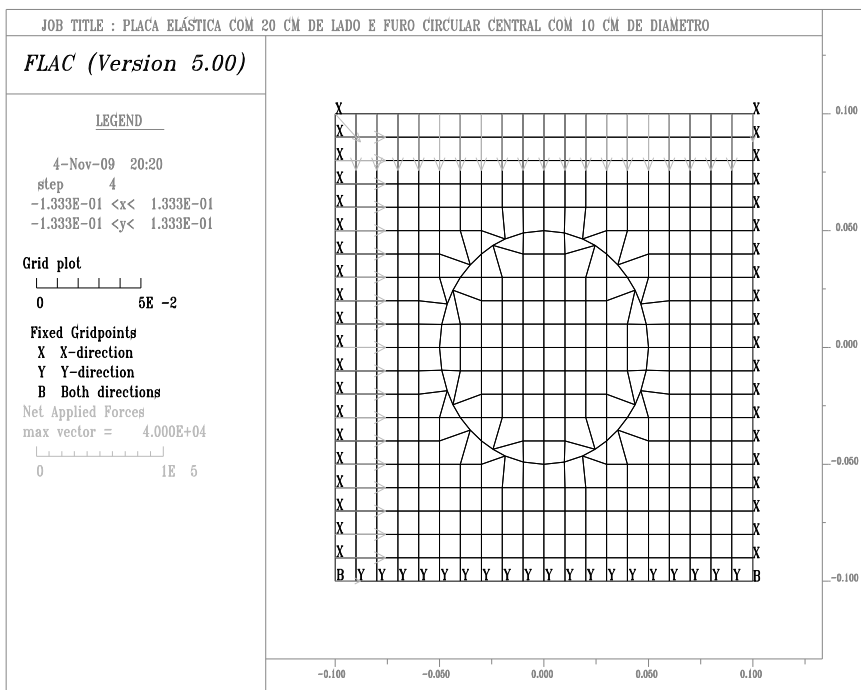


Figura 3.107 - Malha e condições iniciais.

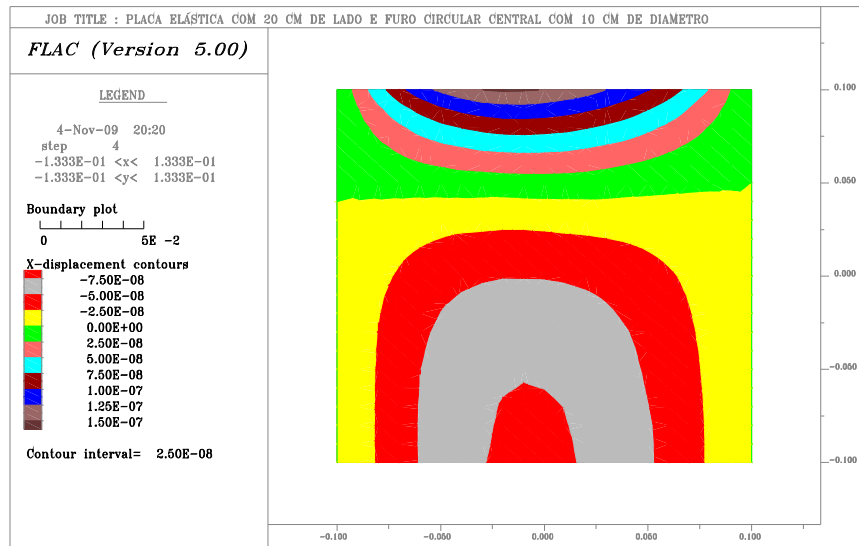


Figura 3.108 – Deslocamentos segundo a direção do eixo x (horizontal) antes da abertura do furo.

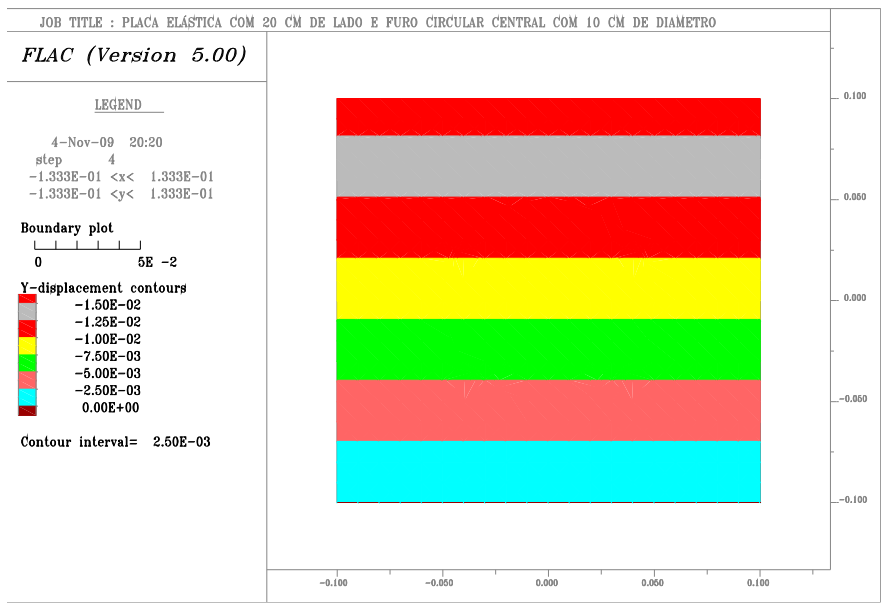


Figura 3.109 - Deslocamentos segundo a direção do eixo z (vertical) antes da abertura do furo.

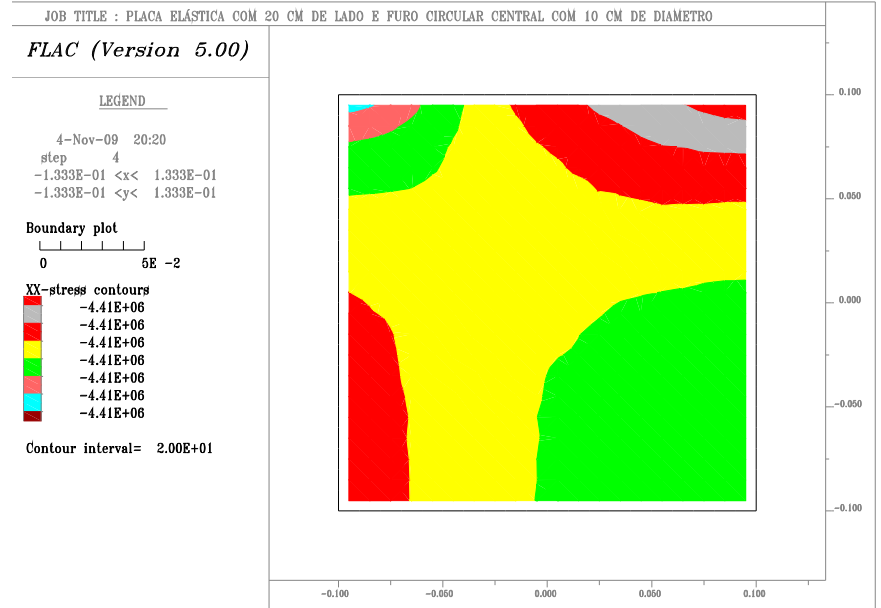


Figura 3.110 – Tensões segundo a direção do eixo x (horizontal) antes da abertura do furo.

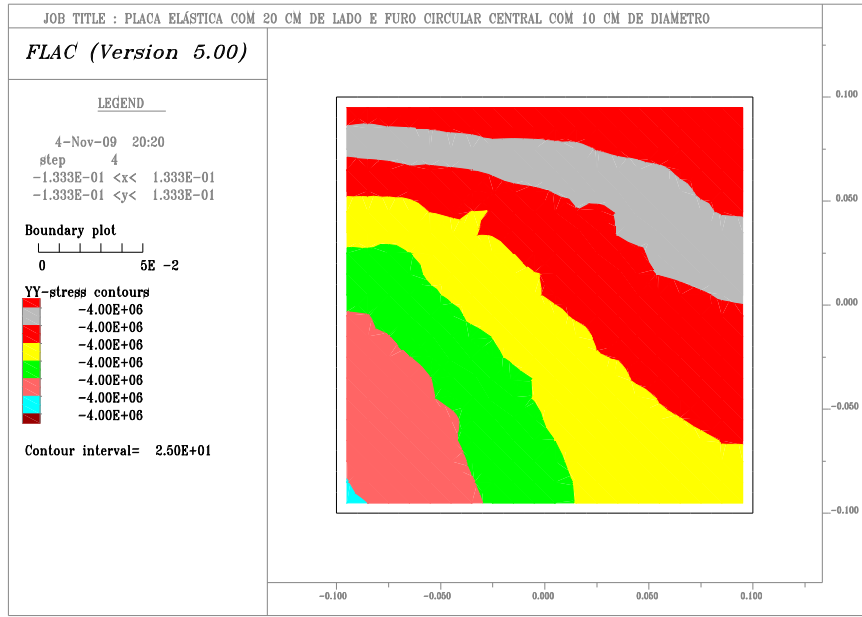


Figura 3.111 – Tensões segundo a direção do eixo z (vertical) antes da abertura do furo.

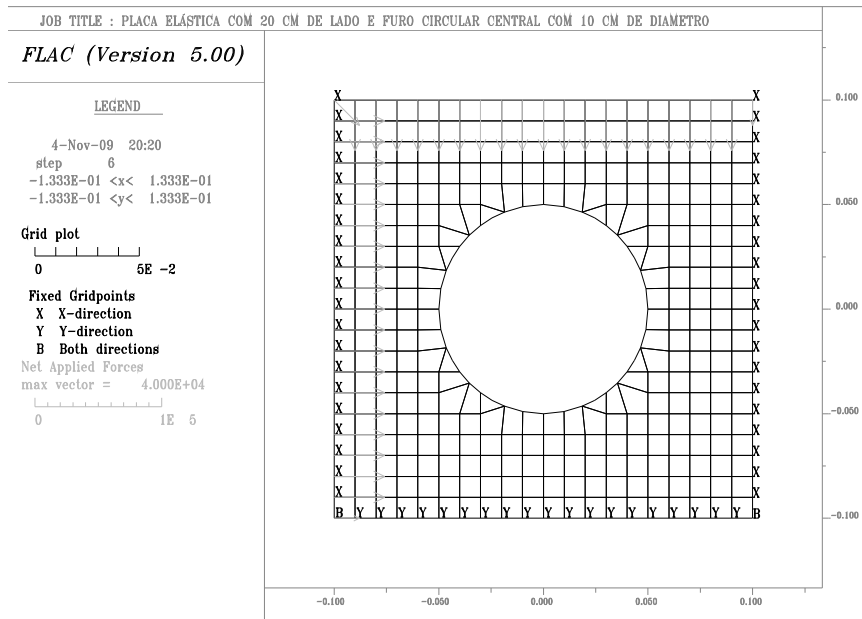


Figura 3.112 - Malha e condições iniciais após a abertura do furo.

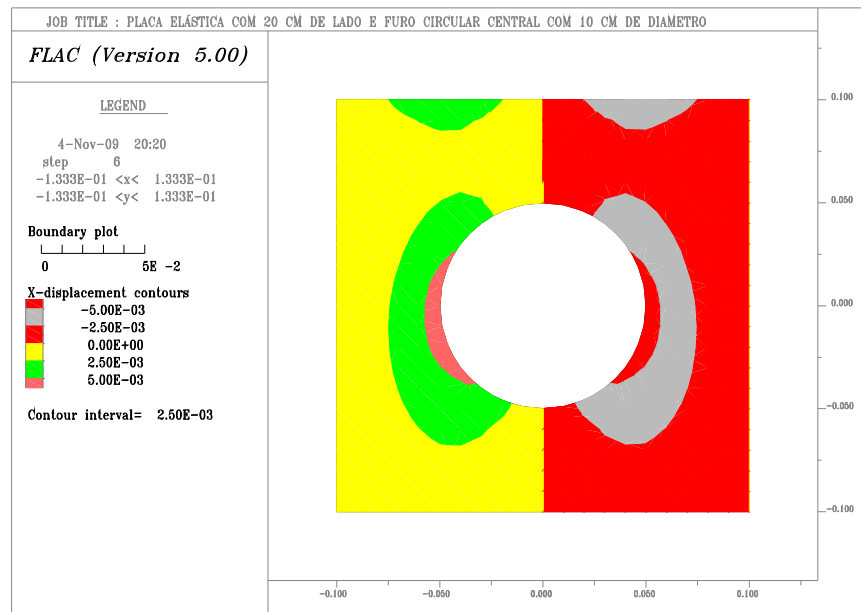


Figura 3.113 – Deslocamentos segundo a direção do eixo x (horizontal) após a abertura do furo.

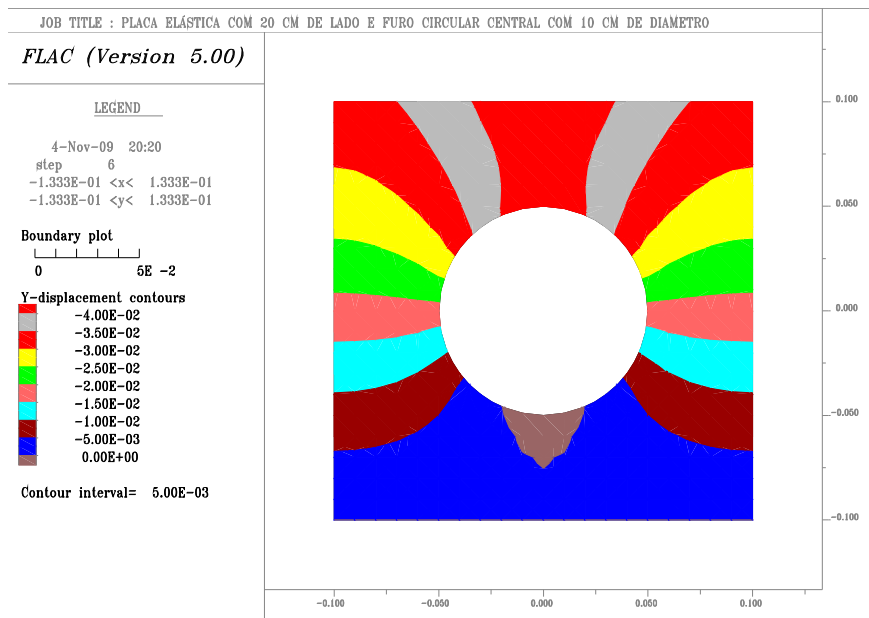


Figura 3.114 - Deslocamentos segundo a direção do eixo z (vertical) após a abertura do furo.

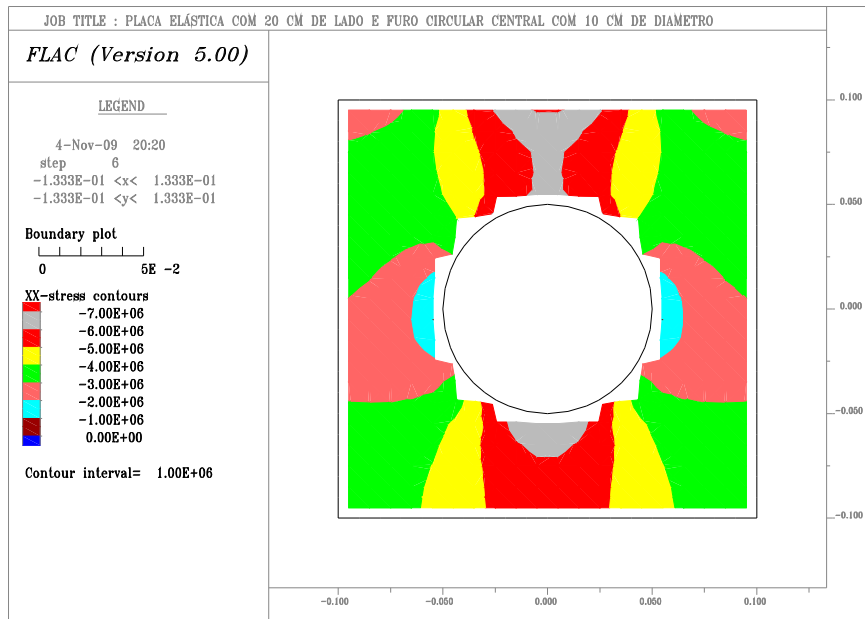


Figura 3.115 – Tensões segundo a direção do eixo x (horizontal) após a abertura do furo.

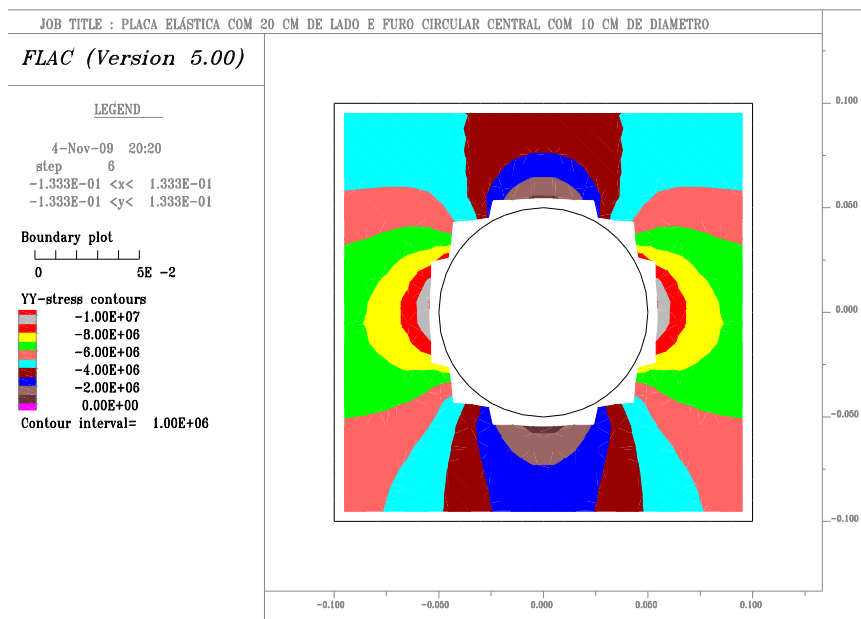


Figura 3.116 – Tensões segundo a direção do eixo z (vertical) após a abertura do furo.

Nas Figuras 3.113 a 3.116 observa-se que há um plano de simetria, vertical e perpendicular ao plano das figuras, passando pelo centro do furo e dispendo as distribuições das tensões e dos

deslocamentos de forma simétrica de um lado e do outro desse plano. Essa observação condicionou a distribuição dos extensômetros elétricos em torno do furo como se verá em 3.2.4.

3.2.4 ENSAIOS PRELIMINARES EM BLOCOS DE ARGAMASSA

No teste inicial realizado em bloco de argamassa, adotou-se como primeira configuração de distribuição dos extensômetros elétricos, uma disposição simétrica radial com base nos resultados anteriores da simulação numérica descrita em 3.2.3. Esse arranjo mostrou-se inadequado para a finalidade que se pretendia do mesmo, uma vez que as tentativas de reposição das deformações não foram bem sucedidas.

No segundo ensaio foi introduzida uma disposição simétrica tangencial, Fig. 3.117 à direita, que, embora tenha melhorado o controle das reposições, também não se mostrou um arranjo adequado.

Para ultrapassar essa dificuldade, passou-se a uma segunda etapa de simulação numérica.

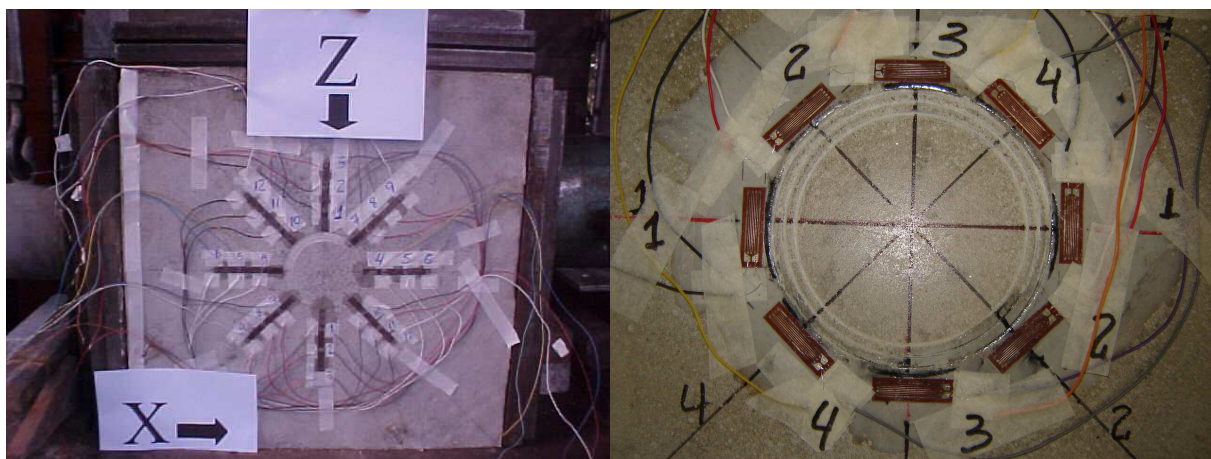


Figura 3.117 – À esquerda bloco instrumentado com extensômetros elétricos dispostos simetricamente tanto no arranjo radial à esquerda, quanto no arranjo tangencial á direita.

3.2.5 SEGUNDA ETAPA DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Também nessa simulação foi utilizado o *Fast Lagrangian Analysis of Continua, FLAC*, Versões 3.3 e 5.0, e mantidas as condições de compatibilidade com a modelagem física, anteriormente realizada, ou seja, adotou-se para esse modelo uma placa quadrada, com 20 cm de lado, contendo um furo circular com 10 cm de diâmetro e centro comum com a placa.

As condições de contorno do modelo obedeciam aos seguintes critérios:

$\sigma_{xx} = 4$ MPa, horizontal, aplicada no lado esquerdo da placa, com o lado direito mantendo-se fixo;

$\sigma_{zz} = 2$ MPa, vertical, aplicada no topo da placa, com a base mantendo-se fixa.

A Figura 3.114 mostra a geometria e as condições iniciais do modelo.

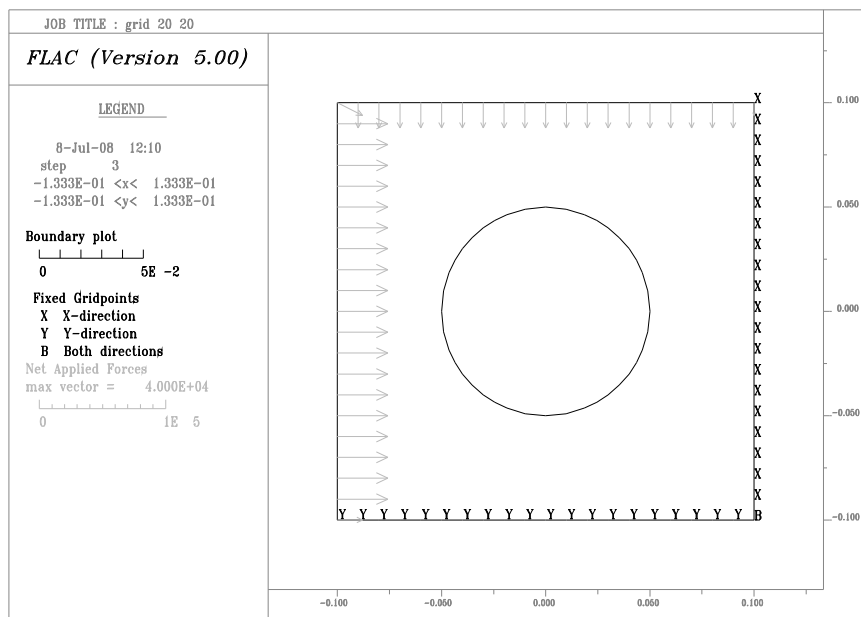


Figura 3.118 - Geometria do problema, condições de contorno e condições iniciais.

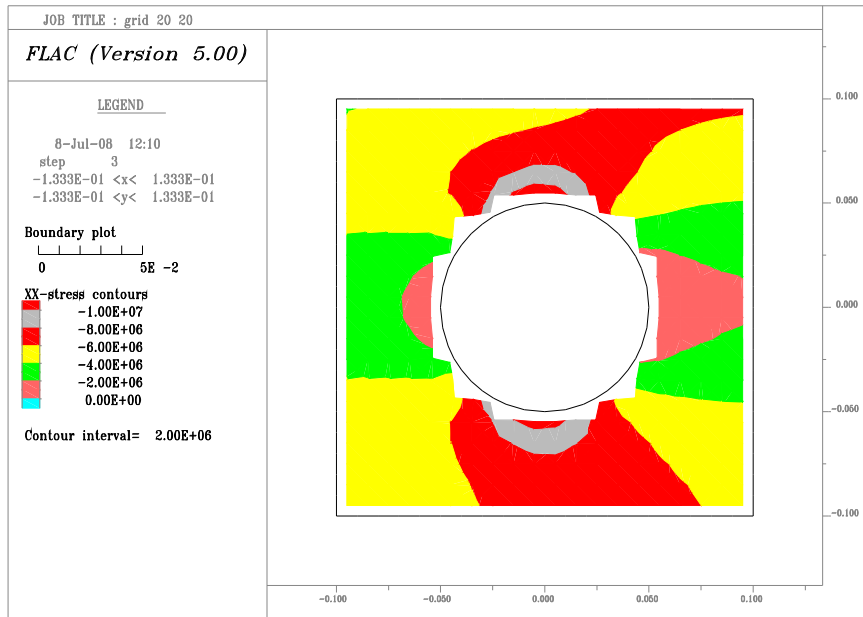


Figura 3.119 - Distribuição das tensões σ_{xx} (horizontal).

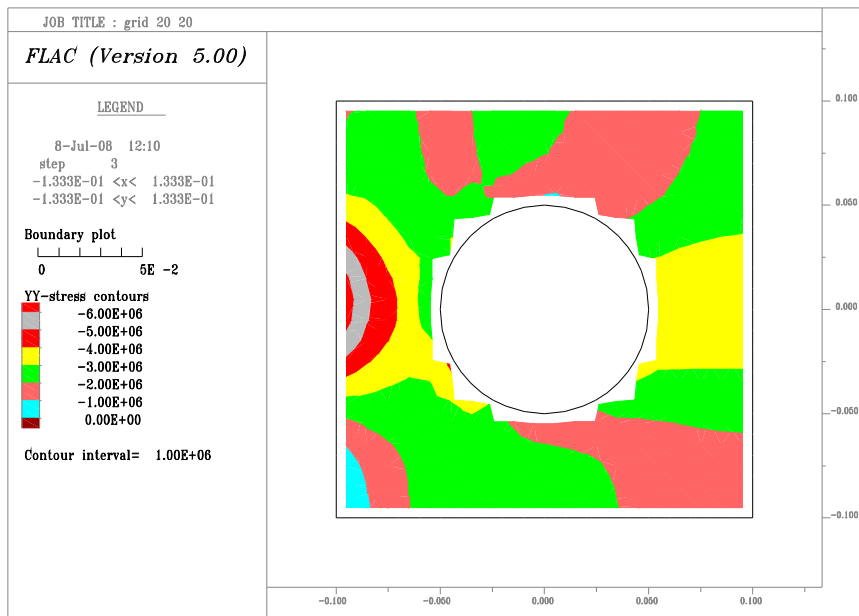


Figura 3.120 - Distribuição das tensões σ_{zz} (vertical).

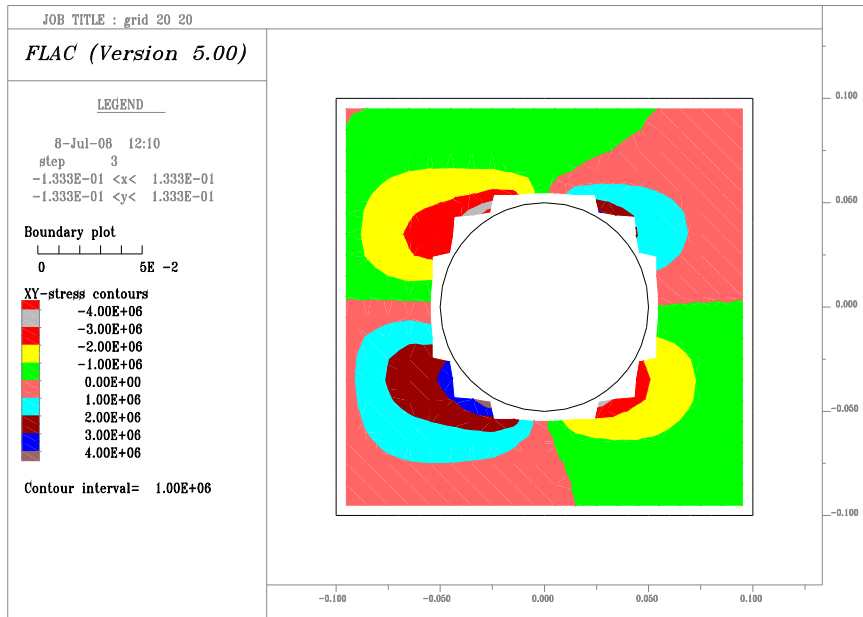


Figura 3.121 - Distribuição das tensões cisalhantes σ_{xz} .

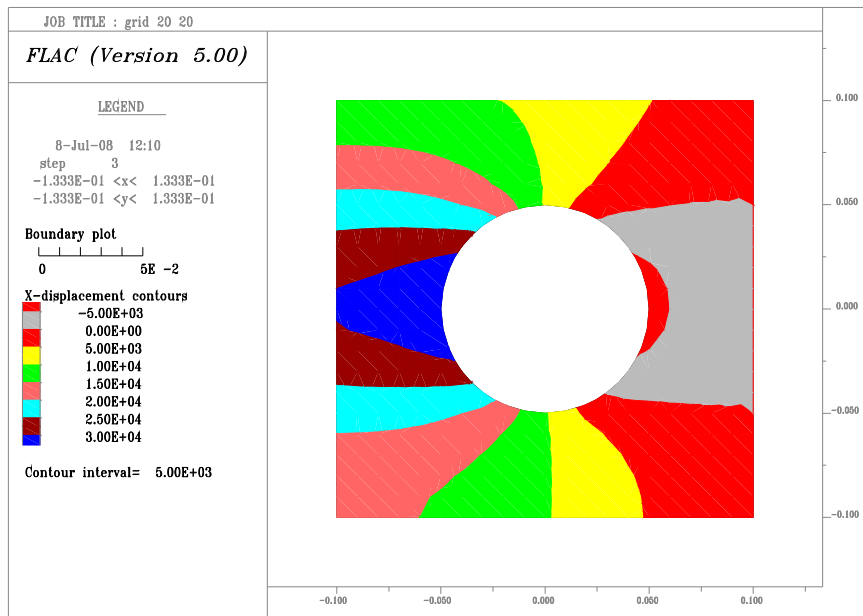


Figura 3.122 - Distribuição dos deslocamentos segundo a direção x .

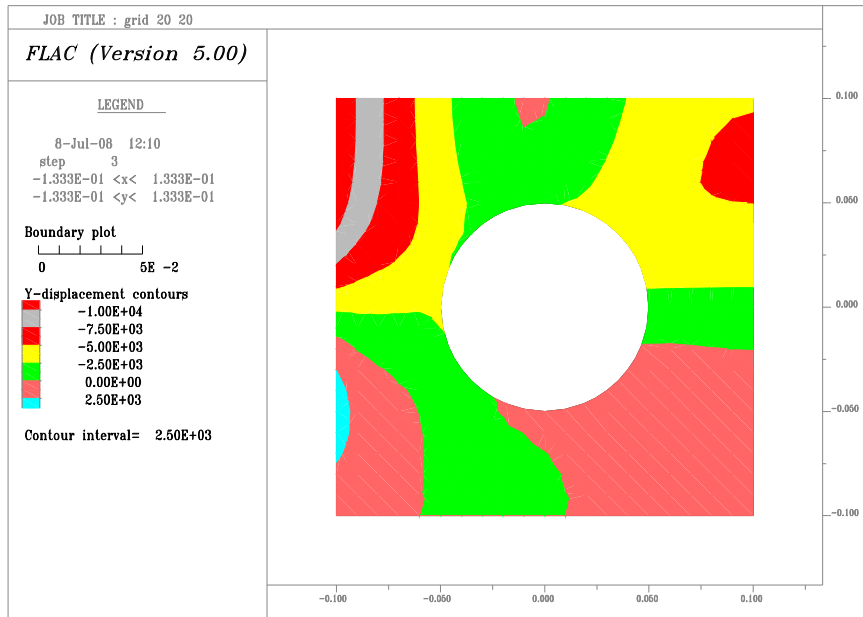


Figura 3.123 - Distribuição dos deslocamentos segundo a direção z.

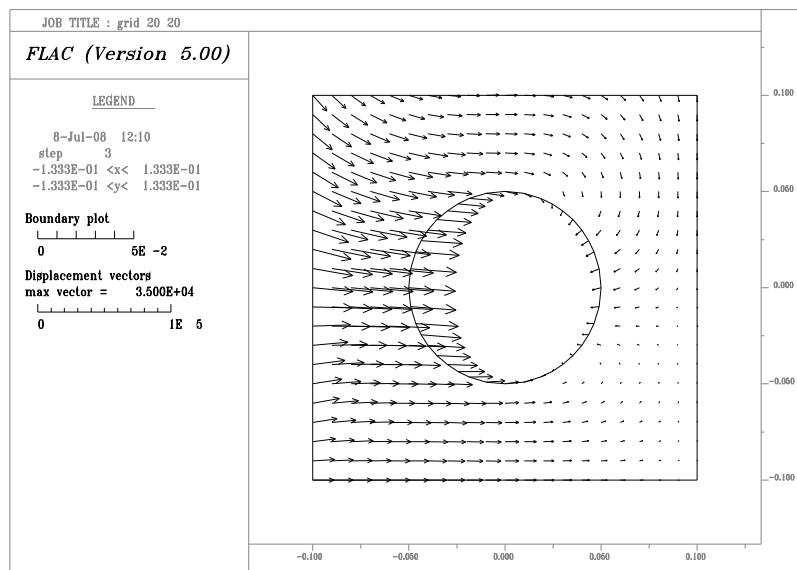


Figura 3.124 – Vetores deslocamento.

As Figuras 3.119 a 3.123 sugerem uma distribuição assimétrica das tensões e deformações, o que motivou uma nova tentativa de controle das deformações com uma distribuição também assimétrica dos extensômetros elétricos, descrita à frente.

3.2.6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE UM FURO CIRCULAR EM BLOCO CÚBICO SOB CARREGAMENTO BIAxIAL.

Esta modelagem teve como finalidade a definição das posições onde seriam colados os extensômetros elétricos de resistência dada à característica assimétrica das distribuições das tensões e deslocamentos ao redor do furo circular. Também aqui, foi utilizado o *Fast Lagrangian Analysis of Continua, FLAC*, Versões 3.3 e 5.0, um programa explícito para computador, que utiliza o método das diferenças finitas. Tratou-se de uma simulação similar à anterior porém, com a fronteira mais afastada em relação ao furo central uma vez que a simulação envolveu um bloco cúbico com 50 cm de aresta.

As condições de contorno do modelo obedeciam aos seguintes critérios:

$\sigma_{xx} = 4$ MPa, horizontal, aplicada no lado esquerdo da placa, com o lado direito mantendo-se fixo;

$\sigma_{zz} = 2$ MPa, vertical, aplicada no topo da placa, com a base mantendo-se fixa.

A Figura 3.125 mostra a geometria e as condições iniciais do modelo.

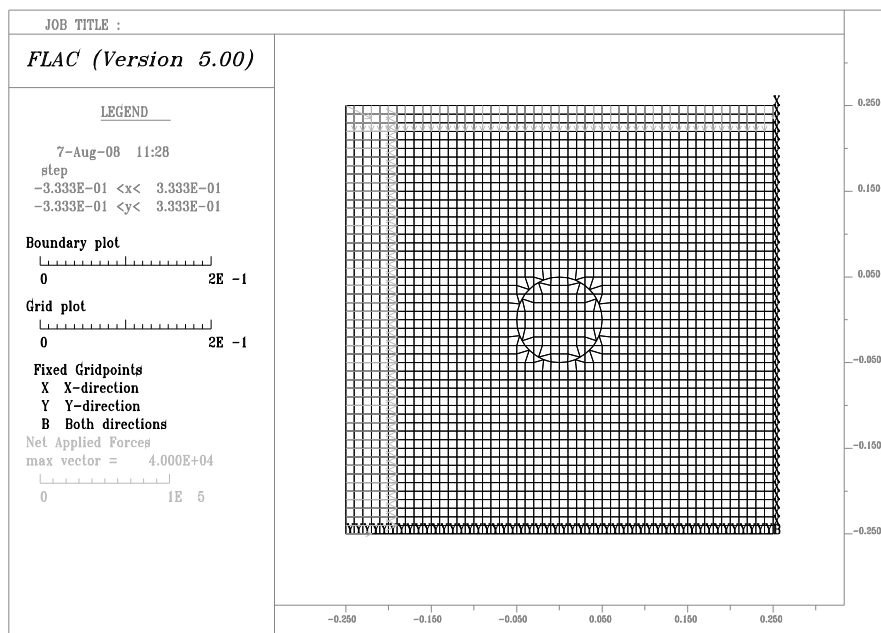


Figura 3.125 - Geometria do problema, condições de contorno e condições iniciais.

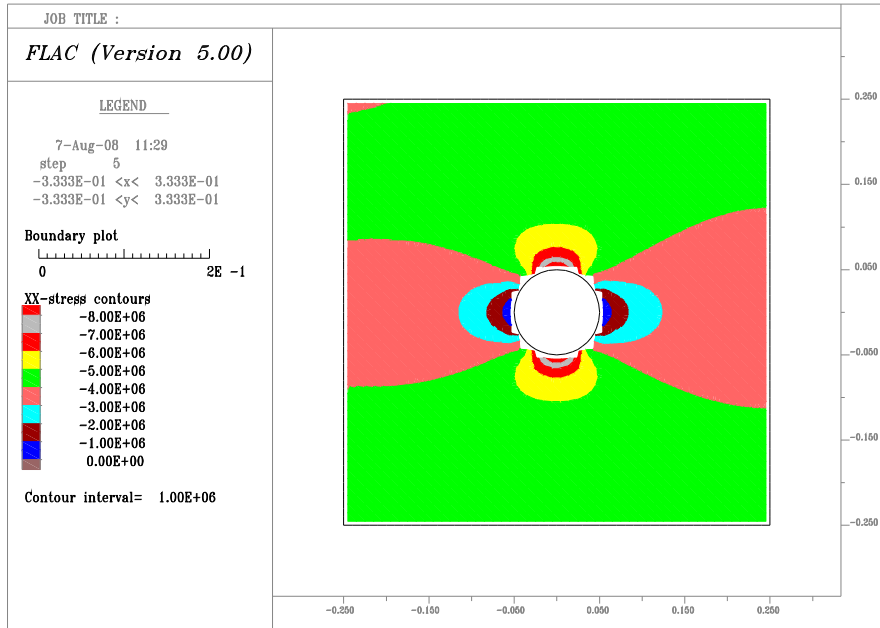


Figura 3.126 - Distribuição das tensões σ_{xx} (horizontais).

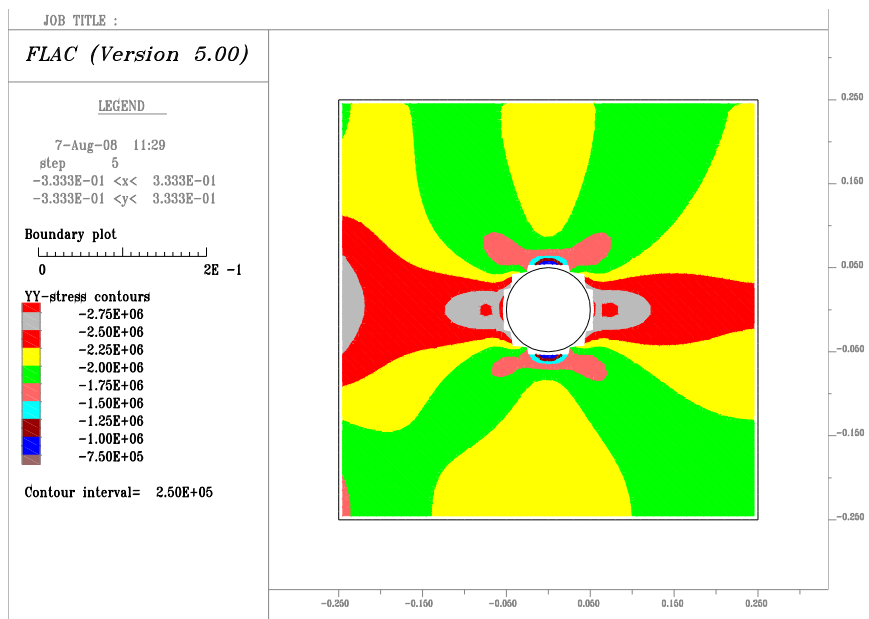


Figura 3.127 - Distribuição das tensões σ_{zz} (verticais).

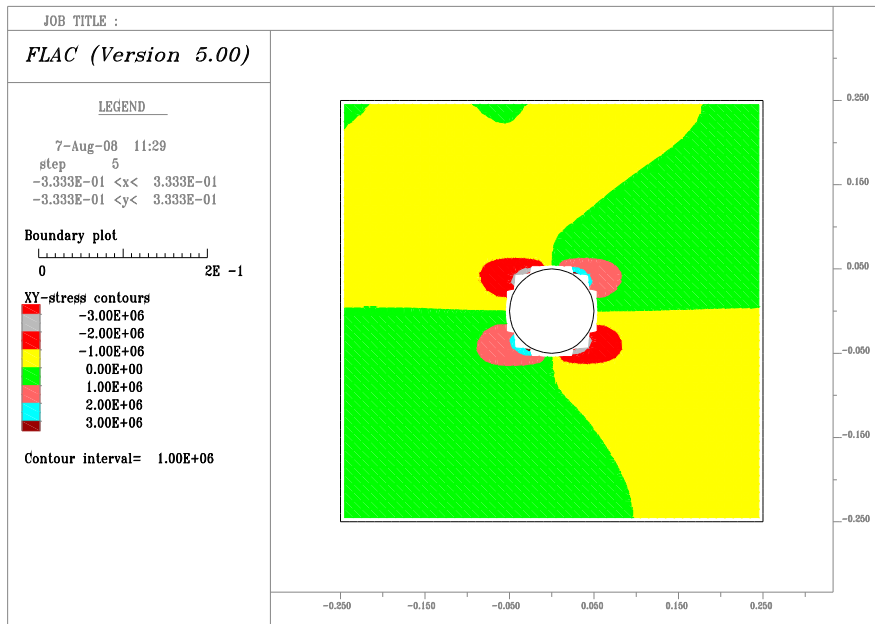


Figura 3.128 - Distribuição das tensões cisalhantes σ_{xz} .

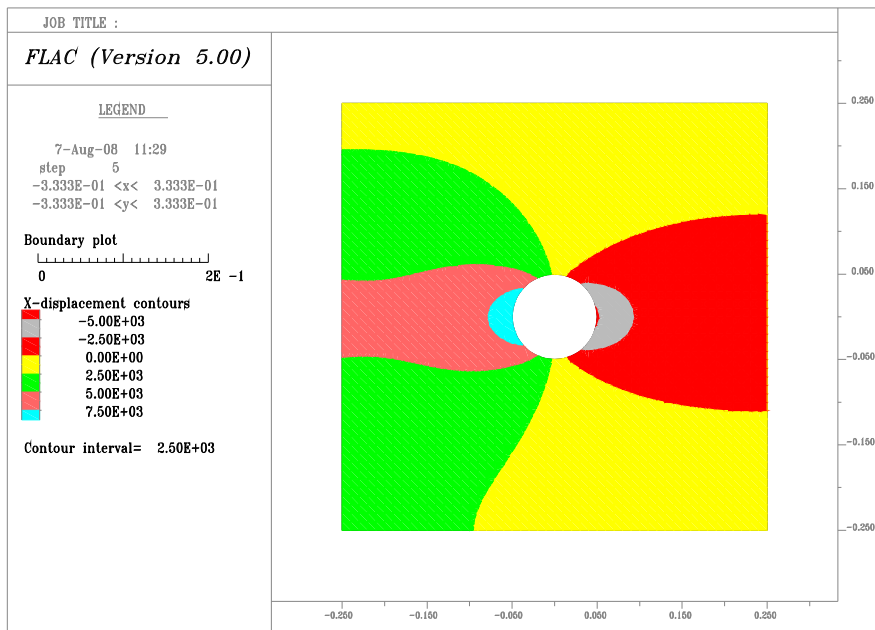


Figura 3.129 - Distribuição dos deslocamentos segundo a direção x .

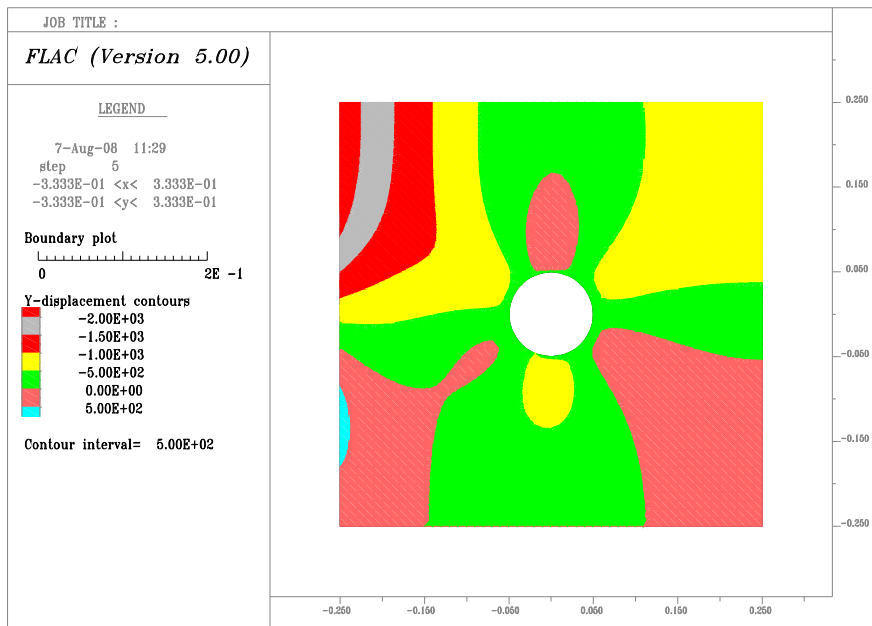


Figura 3.130 - Distribuição dos deslocamentos segundo a direção z.

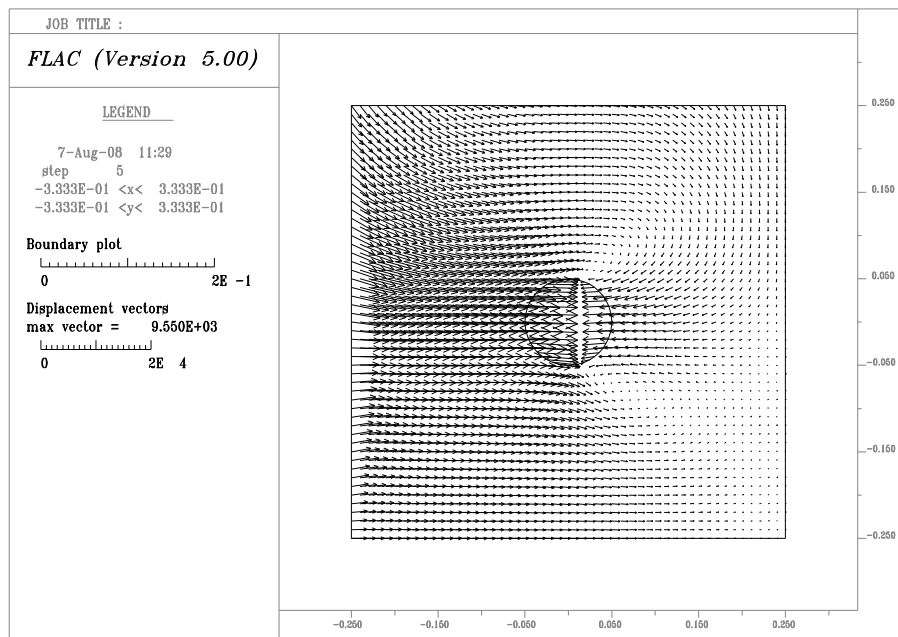


Figura 3.131 - Vetores deslocamento.

Essa simulação condicionou uma distribuição assimétrica dos extensômetros elétricos ao redor do furo.

3.2.7 TESTES COM DISTRIBUIÇÃO ASSIMÉTRICA DOS EXTENSÔMETROS

Nessa nova tentativa de controle da reposição das deformações foram utilizados extensômetros elétricos com grade de 5 mm de comprimento, do tipo KFG – 5 -120 –C1 – 11, fabricado pela KYOWA. A diminuição do comprimento da grade dos extensômetros consistiu numa tentativa de minimizar gradientes de tensão e deformação ao longo desse comprimento, tornando assim mais fácil o controle das deformações. Como se verá no próximo capítulo tal tentativa mostrou-se infrutífera.

A Fig. 3.132 mostra a disposição assimétrica adotada em torno do furo já demarcado.

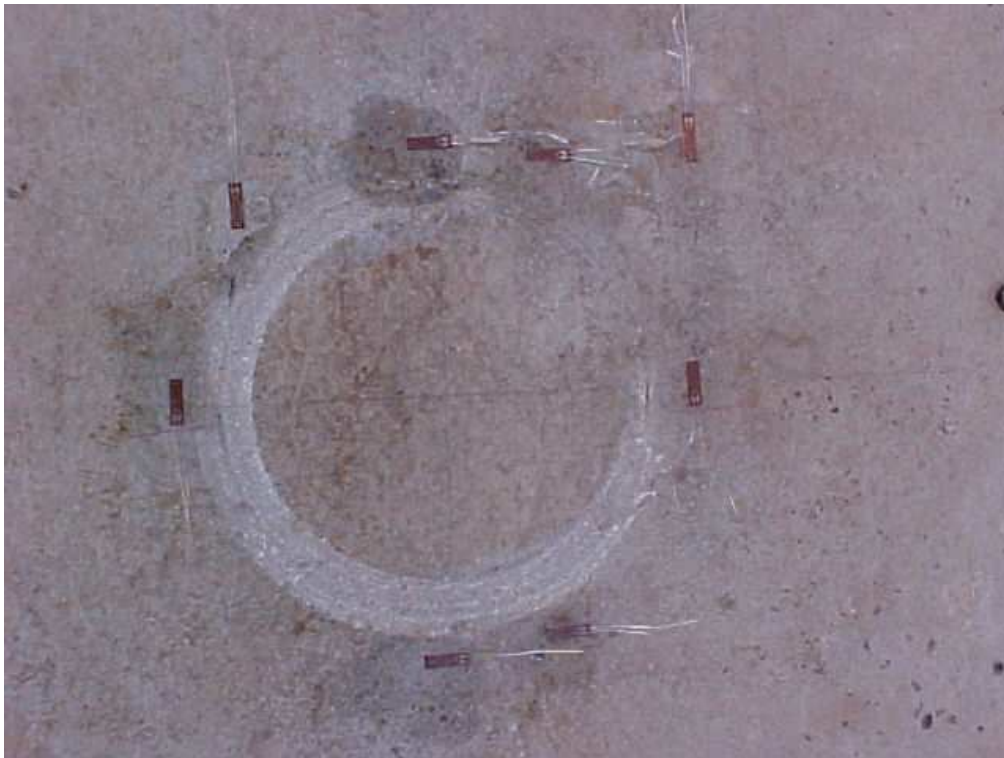


Figura 3.132 – Disposição assimétrica dos extensômetros elétricos em torno do furo já demarcado.

3.2.8 CONTROLE ATRAVÉS DE DESLOCAMENTOS

Nas tentativas anteriormente apresentadas ficou evidente a dificuldade em controlar a restituição das deformações utilizando-se extensômetros elétricos de resistência. Para ultrapassar esse obstáculo optou-se por adotar um controle dessa restituição por meio dos deslocamentos medidos durante os testes.

A opção recaiu sobre um arranjo de oito LVDTs (Linear Variable Differential Transformer) dispostos radialmente em torno do furo como mostram as Figuras 3.133 a 3.136. Cada par de LVDTs diametralmente opostos constituía uma base de medição que foram designadas por Base 1-1, vertical, Base 2-2, a 45° com a vertical no sentido horário e tomando-se como origem dos ângulos o LVDT superior, Base 3-3, horizontal e Base 4-4, a 135° com a vertical no sentido horário e tomando-se como origem dos ângulos o LVDT superior.

Inicialmente foi realizado um teste de sensibilidade e repetitividade do sistema composto pelos LVDTs consistindo em carregamentos cíclicos de 4,0 MPa aplicados horizontalmente, e de 2,0 MPa verticalmente.



Figura 3.133 – Disposição dos LVDTs em torno do furo circular já demarcado.



Figura 3.134 – Outra vista da disposição dos LVDTs solidarizados aos seus suportes.



Figura 3.135 – Sistema de referência isolado no qual são apoiados os cursores dos LVDTs.



Figura 3.136 – Outra vista do sistema de referência com o tubo guia para o sistema de perfuração.

Os testes para a valiação do sistema de medição dos deslocamentos foi conduzido aumentando-se as tensões segundo as direções x e y em incrementos de 0,25 MPa, atingindo-se o valor máximo de 2,0 MPa segundo a direção z, que foi mantido até que se atingisse a tensão de 4,0 MPa segundo a direção x. Os descarregamentos e sucessivos carregamentos obedeceram a mesma sistemática.

Os resultados obtidos nos testes são apresentados no Capítulo 4.

CAPÍTULO 4 - RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos testes conduzidos de acordo com as metodologias expostas no Capítulo 3.

4.1. ENSAIOS *IN SITU* COM A CÉLULA TRIAXIAL

Os primeiros ensaios com a célula triaxial foram realizados na galeria de ensaios da Usina Hidroelétrica Serra da Mesa, galeria essa escavada em rocha granítica sã e praticamente isenta de fraturas.

O objetivo dos ensaios foi avaliar comparativamente as sensibilidades dos três modelos de células quando utilizados sob as mesmas condições e investigar, em alguns testes, o desenvolvimento da temperatura com a sobrefuração.

Foram realizados três ensaios com a célula de referência, três ensaios com a primeira versão da célula em desenvolvimento e outros dois ensaios com a segunda versão dessa célula. O diâmetro da sobrefuração adotado em todos os casos foi o HW.

Como se pode observar nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3, as deformações máximas medidas pela célula de referência (LNEC) são inferiores a 300 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Nas Figuras 4.4, 4.5 e 4.6 observa-se que a sensibilidade do primeiro modelo da célula triaxial possibilitou a medição de deformações máximas de 370 a 700 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Já com o segundo modelo da célula, Figuras 4.7 e 4.8, as deformações máximas medidas foram da ordem de 570 a 800 $\mu\text{m}/\text{m}$, evidenciando assim a maior sensibilidade desse modelo quando comparado com os anteriores.

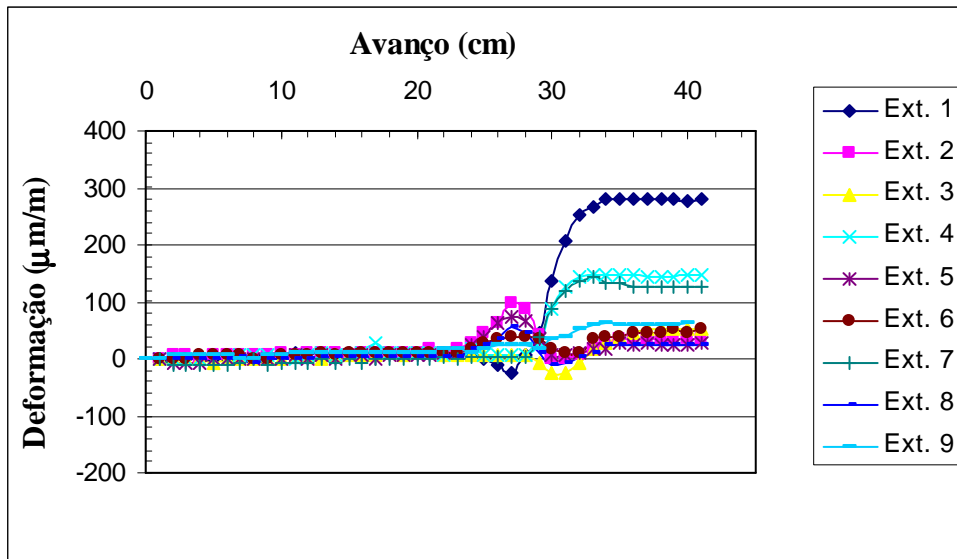


Figura 4.1 – Deformações registradas pela célula triaxial de referência (LNEC).

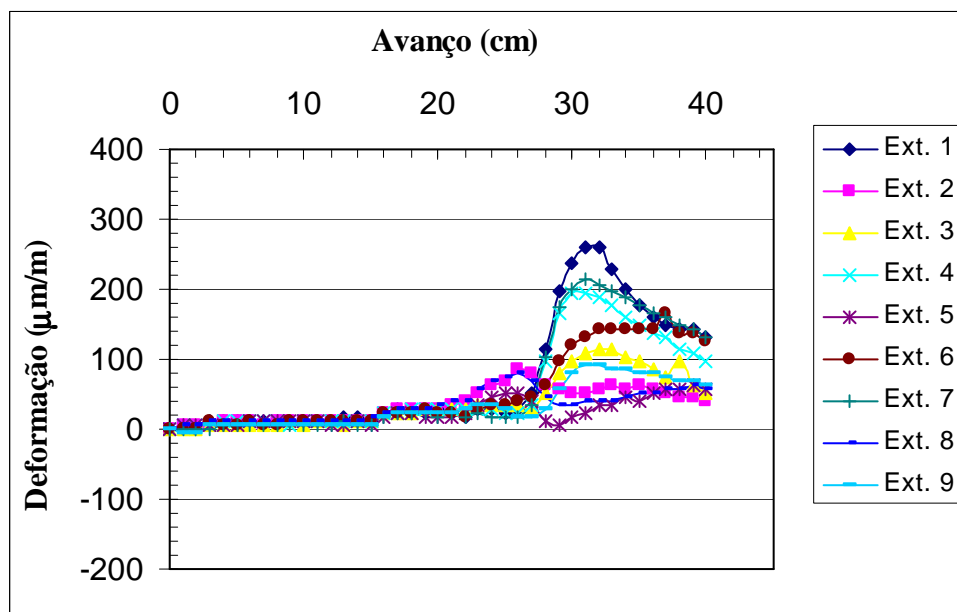


Figura 4.2 – Deformações registradas pela célula triaxial de referência (LNEC).

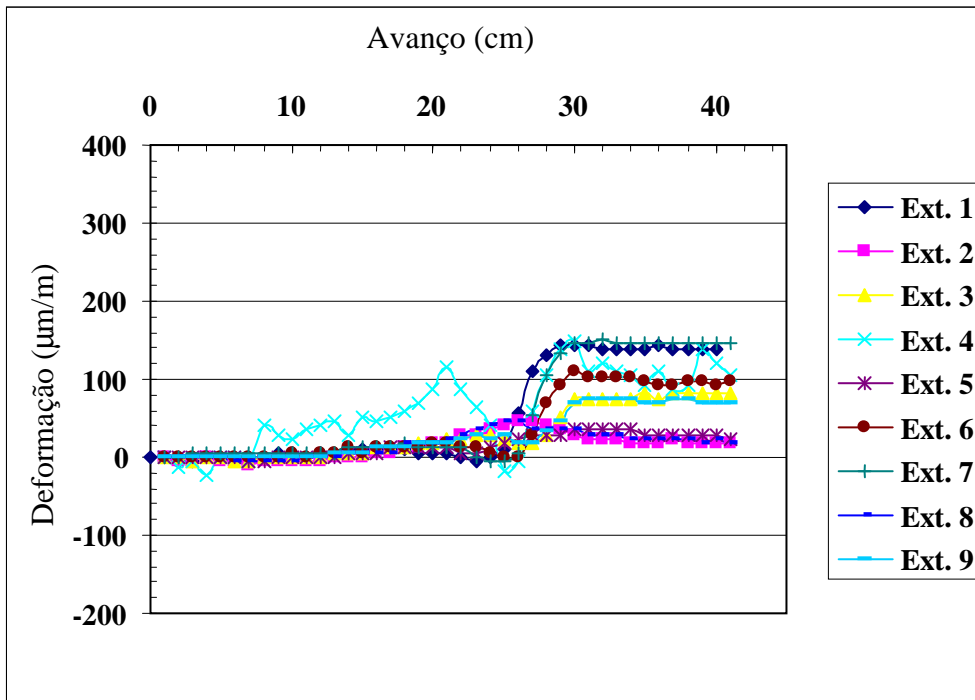


Figura 4.3 – Deformações registradas pela célula triaxial de referência (LNEC).

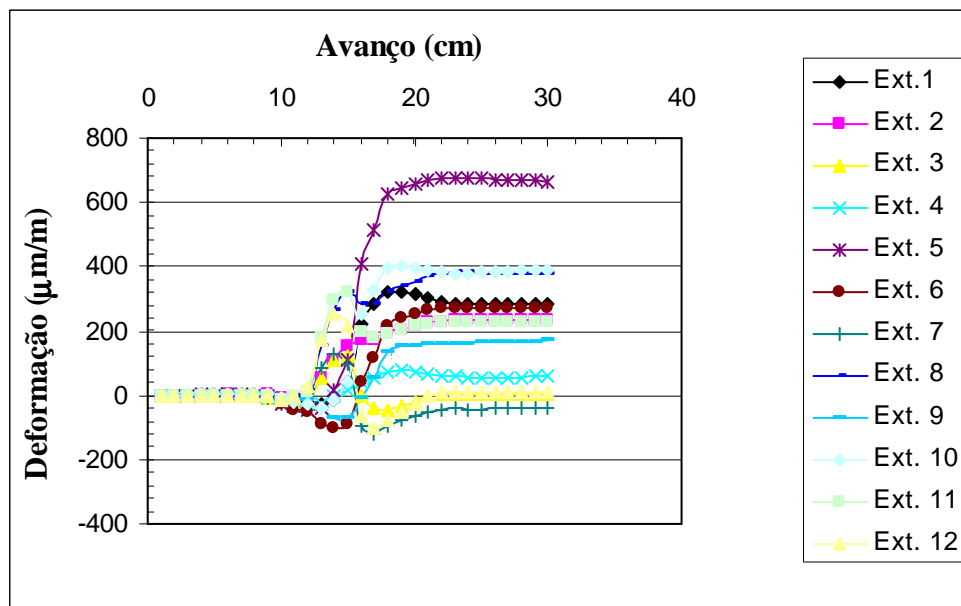


Figura 4.4 – Deformações registradas pela primeira versão da célula triaxial.

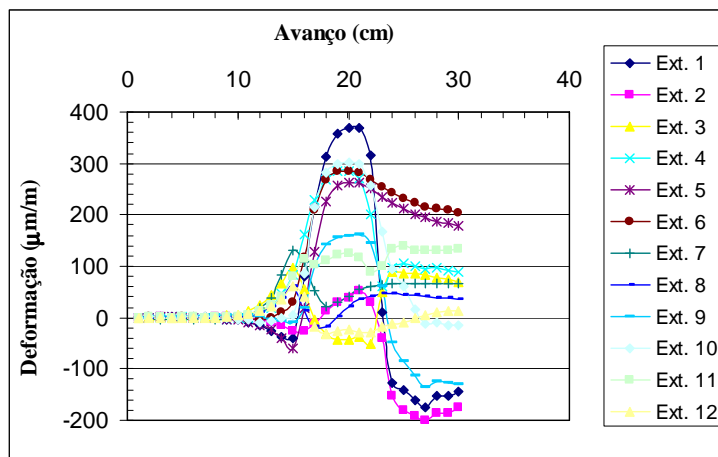


Figura 4.5 – Deformações registradas pela primeira versão da célula triaxial colada próxima a uma fratura.

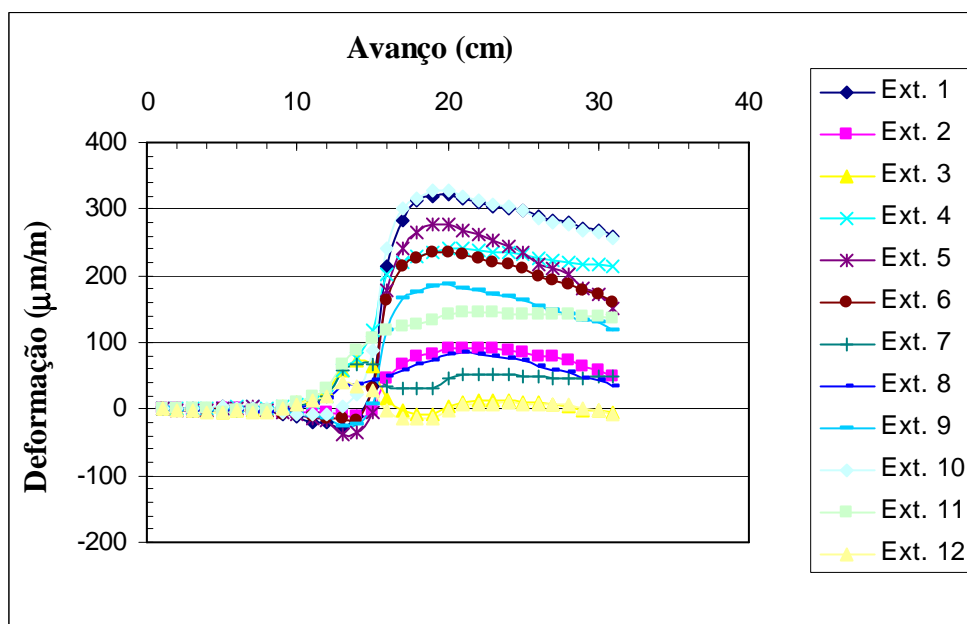


Figura 4.6 – Deformações registradas pela primeira versão da célula triaxial.

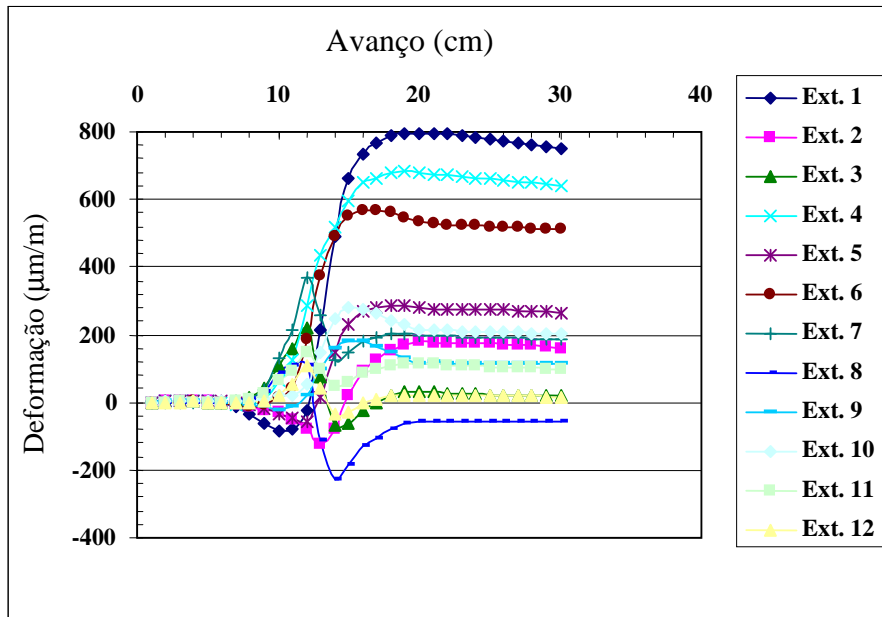


Figura 4.7 – Deformações registradas pela segunda versão da célula triaxial.

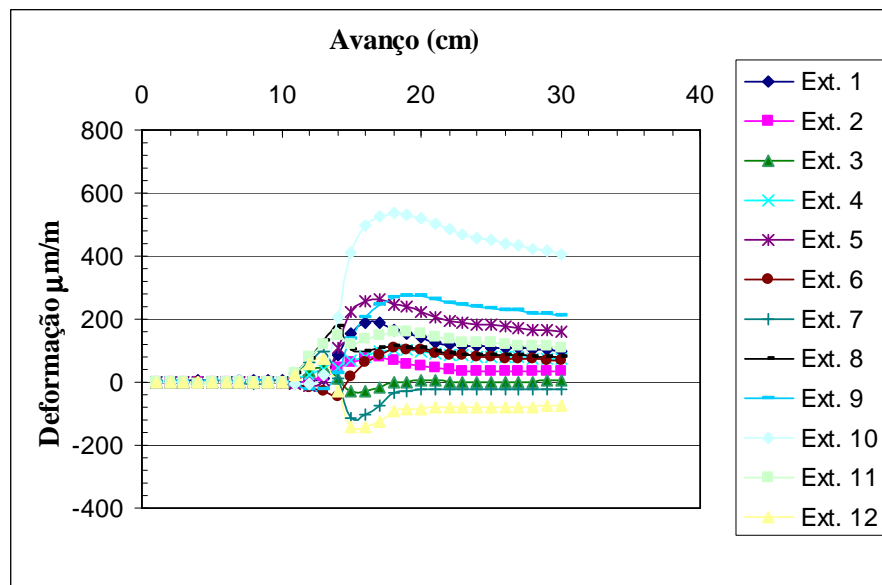


Figura 4.8 – Deformações registradas pela segunda versão da célula triaxial.

4.2 ENSAIOS EM BLOCOS CONTENDO A CÉLULA TRIAXIAL

Os ensaios em blocos de argamassa foram divididos em dois conjuntos:

- Ensaios em blocos com 25x25x25 cm de aresta para a determinação das constantes elásticas e coeficiente de atrito entre as placas de aço utilizadas nos ensaios e as faces de argamassa dos blocos;
- Ensaios em blocos com 50x50x50 cm de aresta para avaliação da sensibilidade das células triaxiais.

4.2.1 ENSAIOS PARA A OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS

Como descrito no Capítulo 3, foram realizados ensaios de compressão uniaxial e cisalhamento direto em blocos com 25x25x25 cm de aresta para a determinação do módulo de elasticidade E , coeficiente de Poisson ν e módulo de cisalhamento G para possibilitar a simulação numérica dos ensaios em blocos com 50x50x50 cm de aresta que continham as células triaxiais.

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.9 a 4.26 mostram curvas tensão x deformação muito irregulares, com poucos trechos, entre níveis de tensão muito próximos, utilizáveis para a obtenção dos valores dos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson.

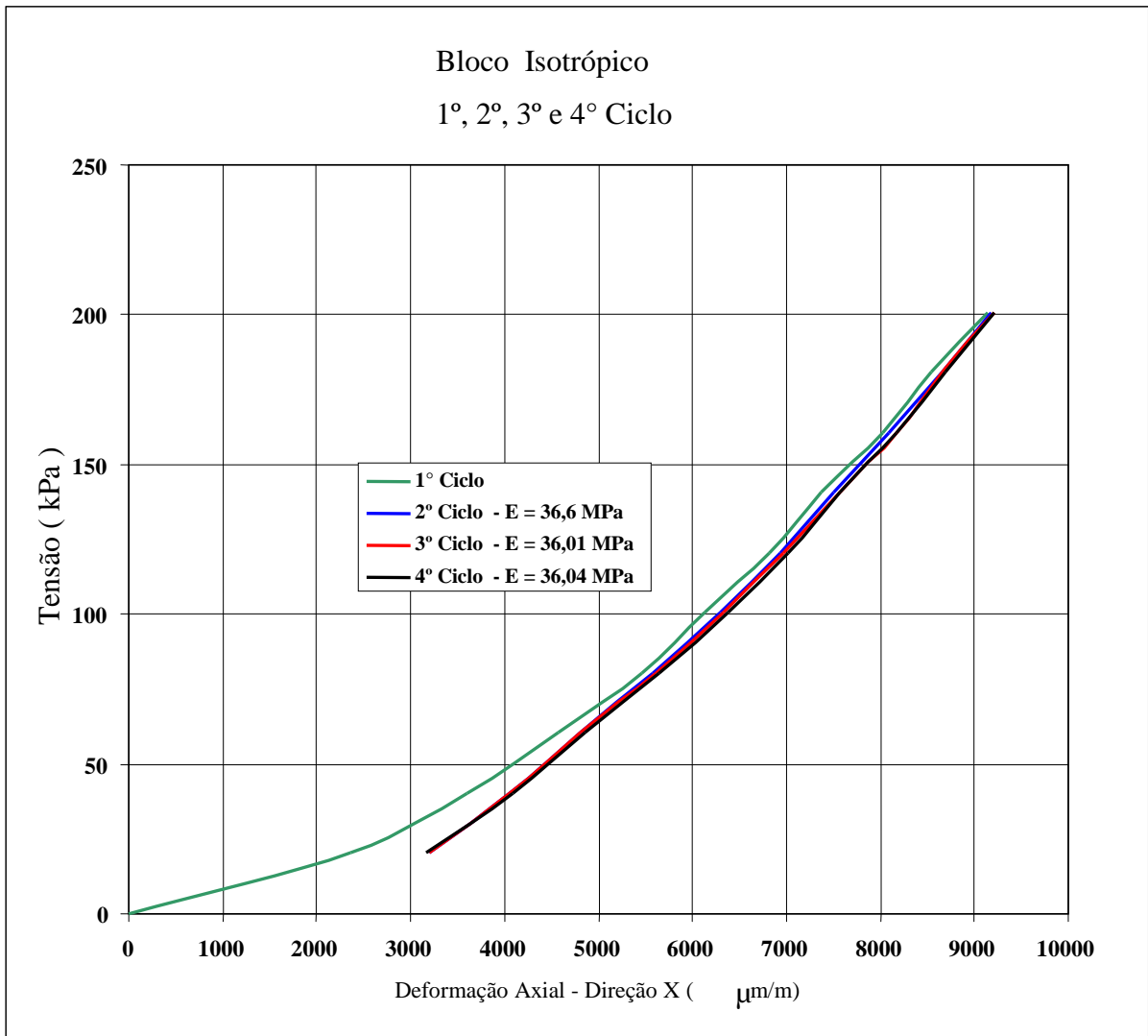


Figura 4.9 - Bloco Isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo x para a obtenção do módulo de elasticidade.

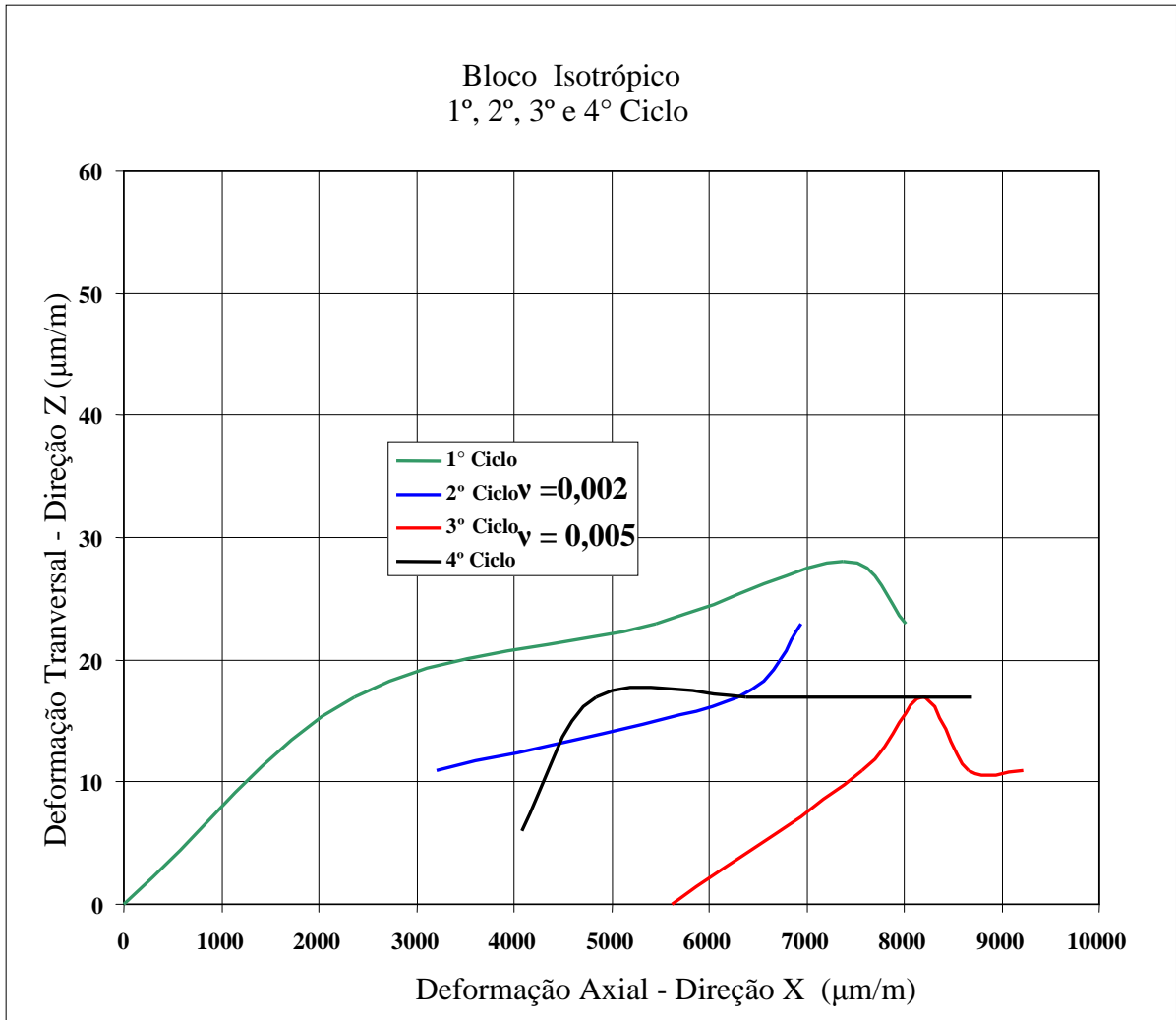


Figura 4.10 - Bloco isotrópico carregamento segundo a direção x (vertical) para a obtenção do coeficiente de Poisson.

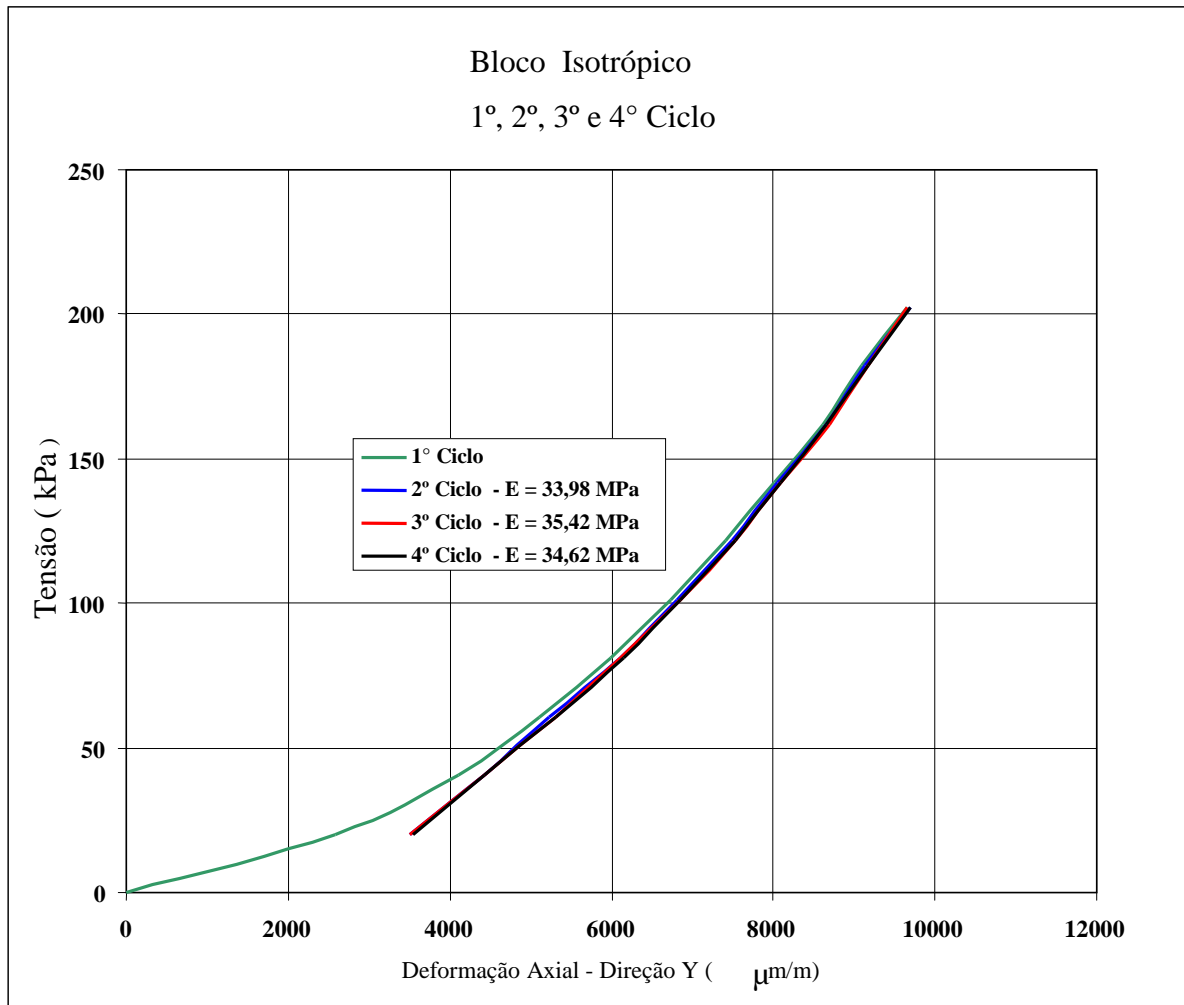


Figura 4.11 - Bloco Isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo y para a obtenção do módulo de elasticidade.

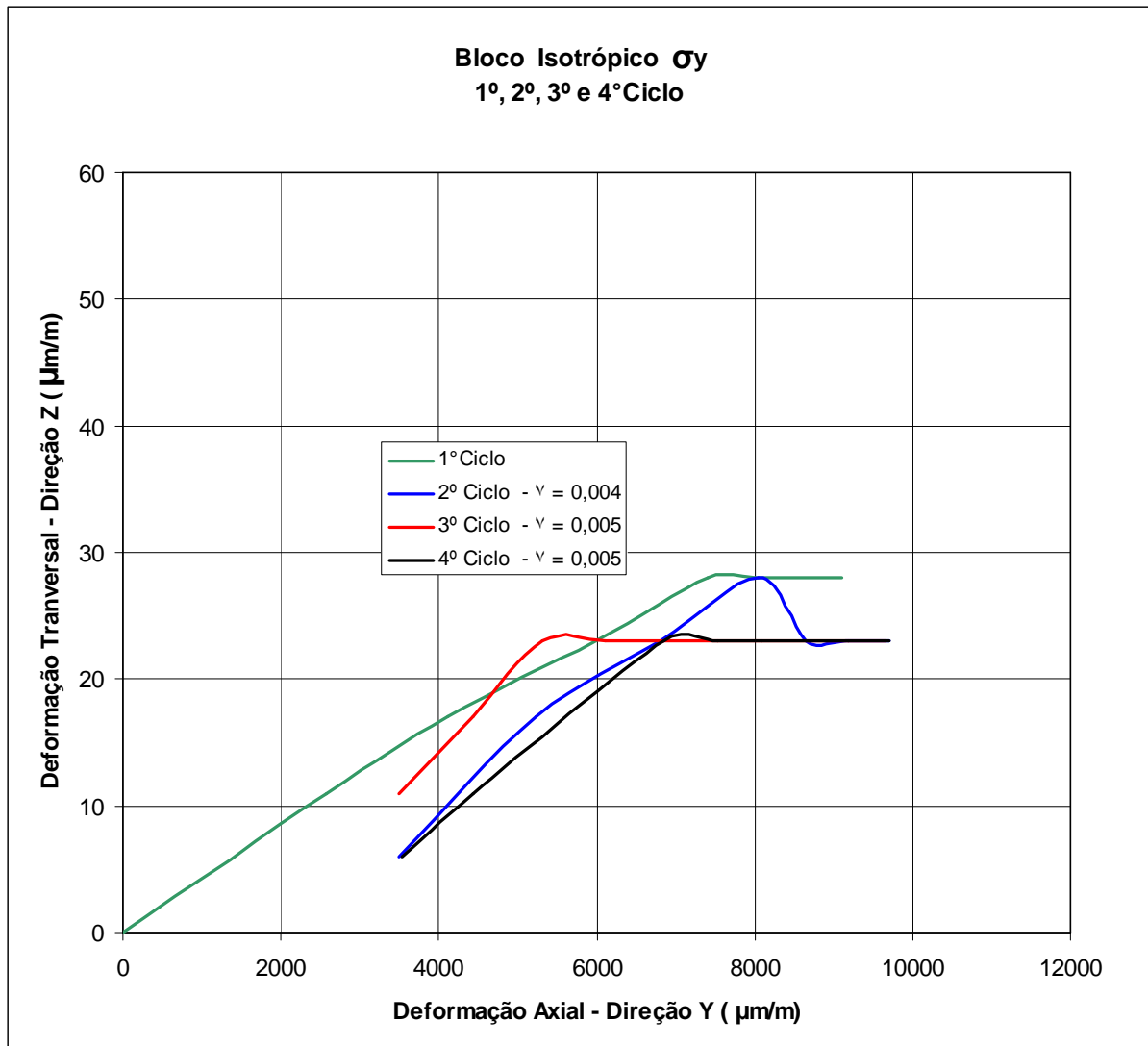


Figura 4.12 - Bloco isotrópico carregamento segundo a direção y (vertical) para a obtenção do coeficiente de Poisson.

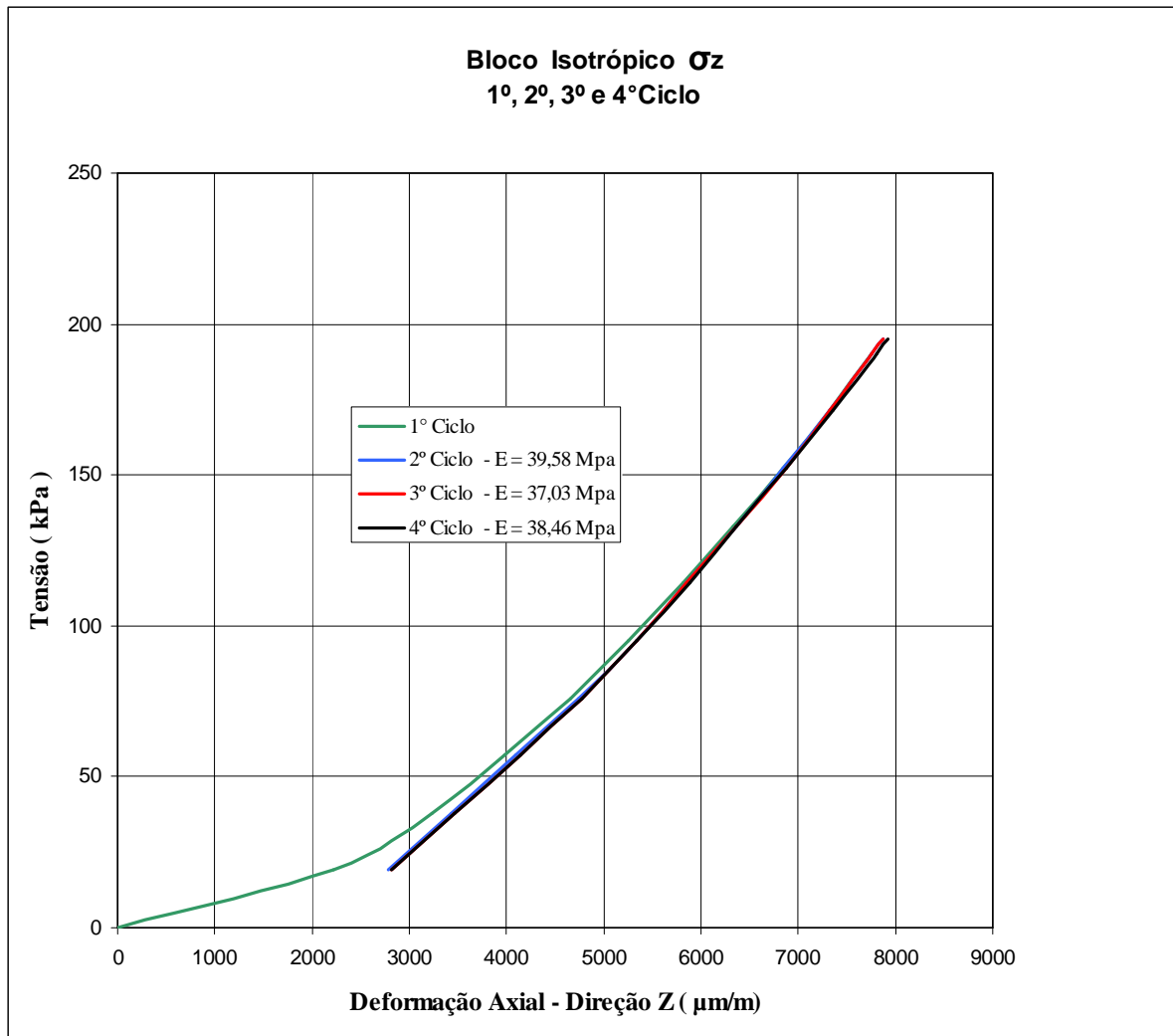


Figura 4.13 - Bloco Isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo z para a obtenção do módulo de elasticidade.

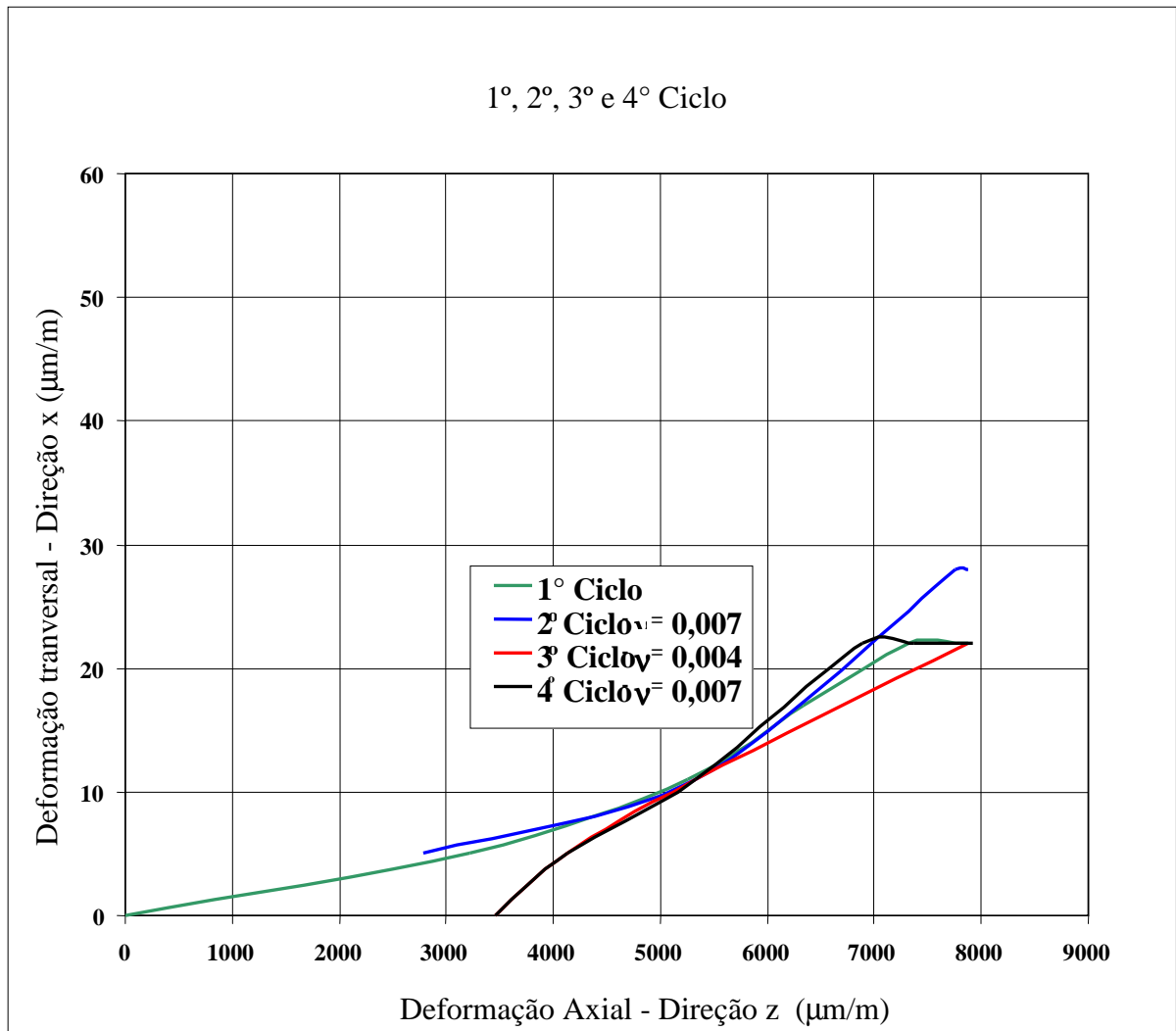


Figura 4.14 - Bloco isotrópico carregamento segundo a direção z (vertical) para a obtenção do coeficiente de Poisson.

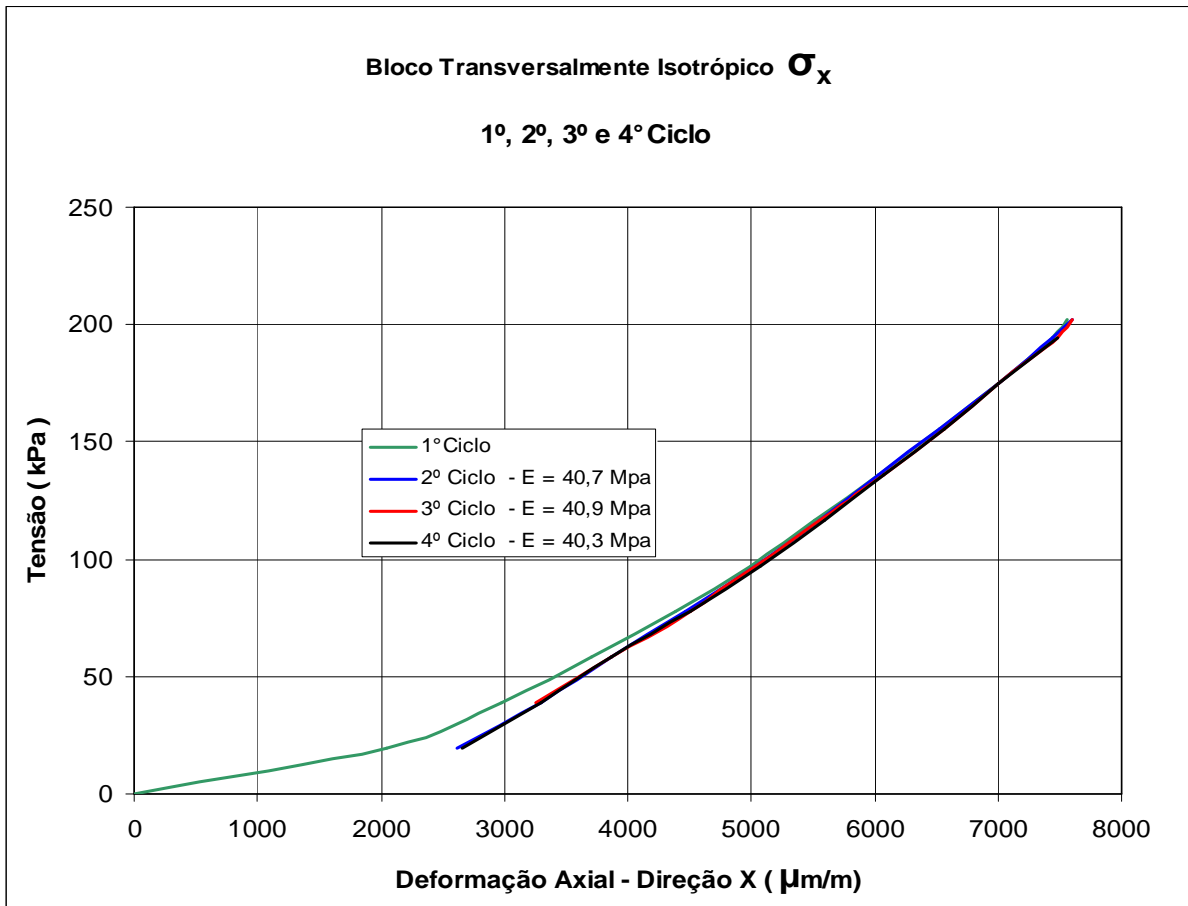


Figura 4.15 - Bloco transversalmente isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo x para a obtenção do módulo de elasticidade.

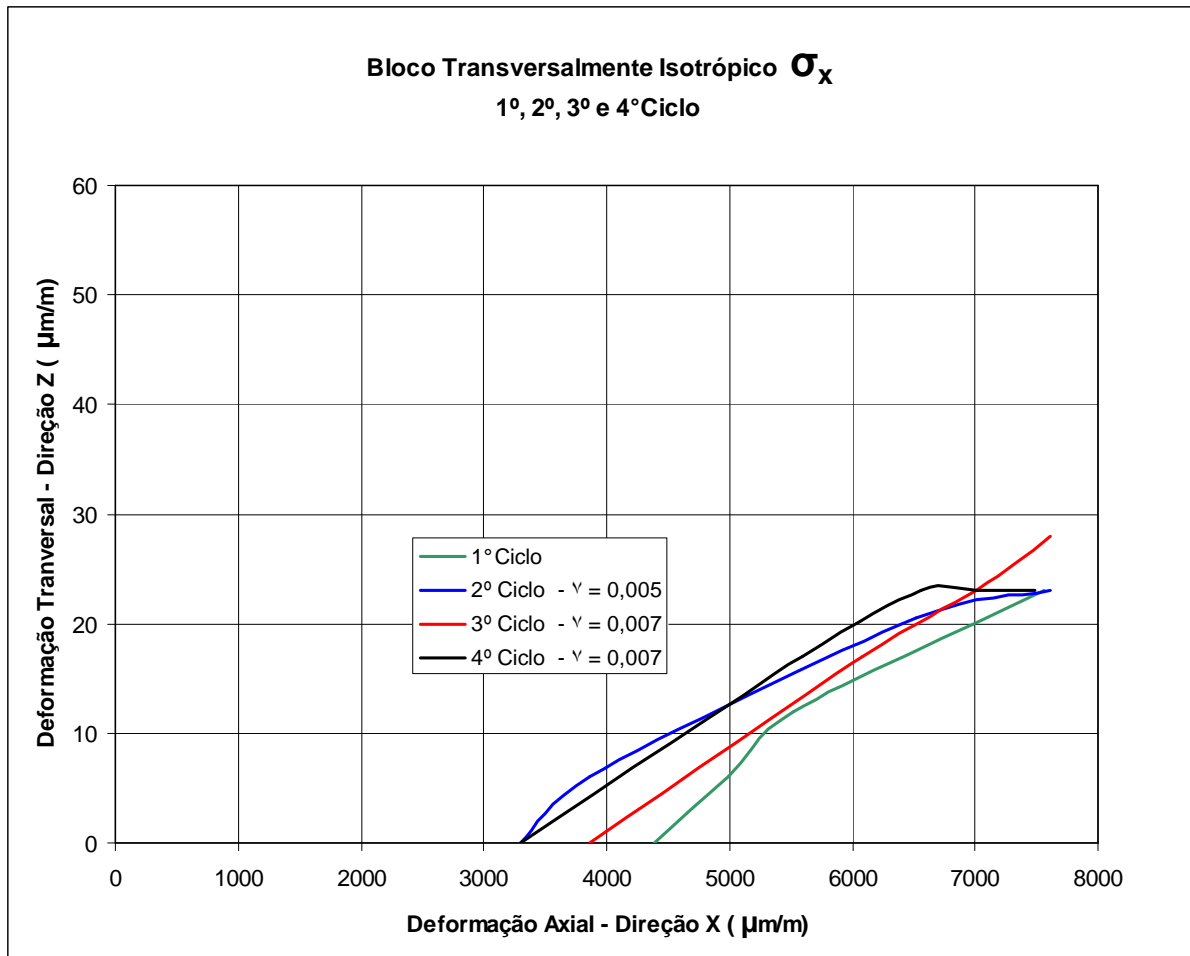


Figura 4.16 - Bloco transversalmente isotrópico com carregamento aplicado segundo a direção x para a obtenção do coeficiente de Poisson.

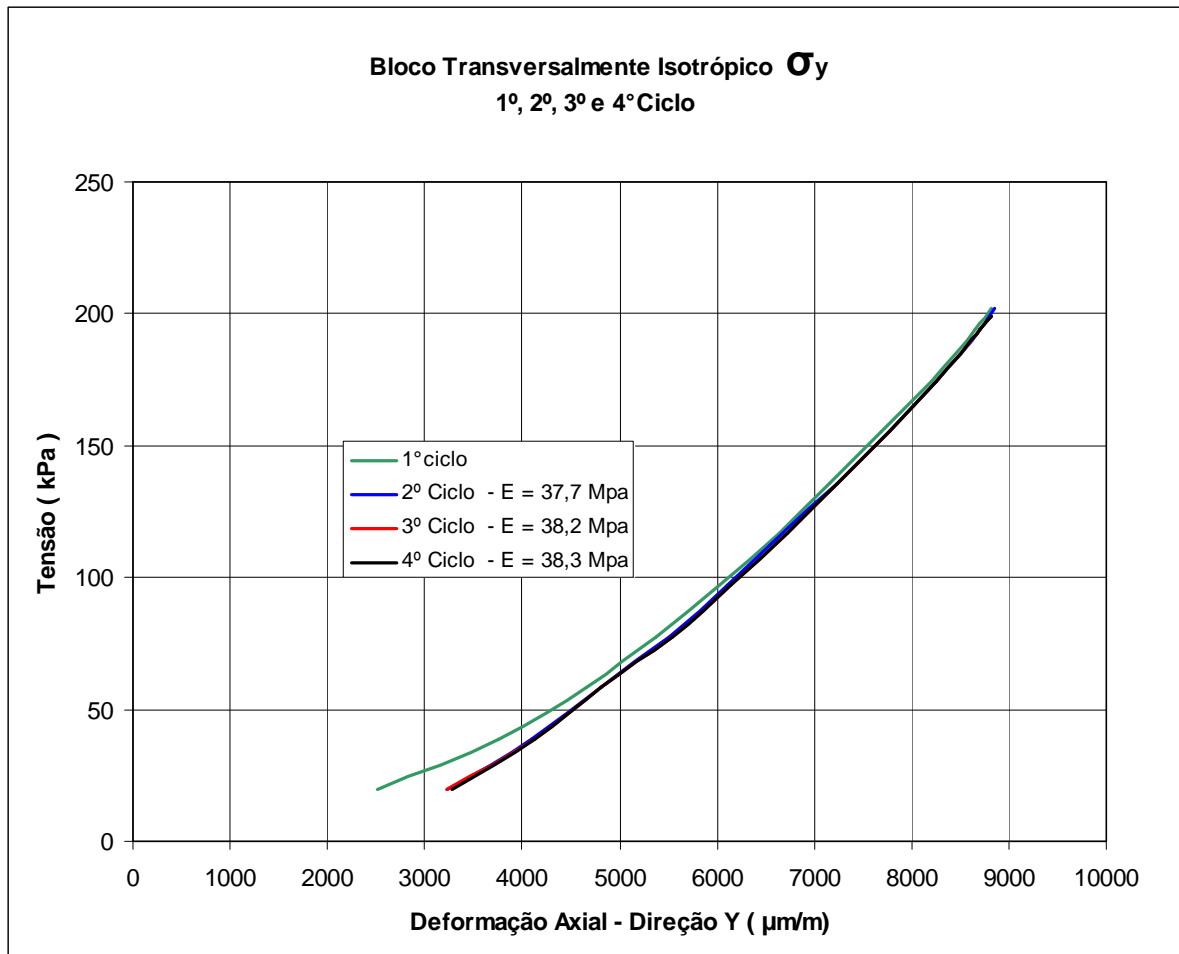


Figura 4.17 - Bloco transversalmente isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo y para a obtenção do módulo de elasticidade.



Figura 4.18 - Bloco transversalmente isotrópico com carregamento aplicado segundo a direção y para a obtenção do coeficiente de Poisson.

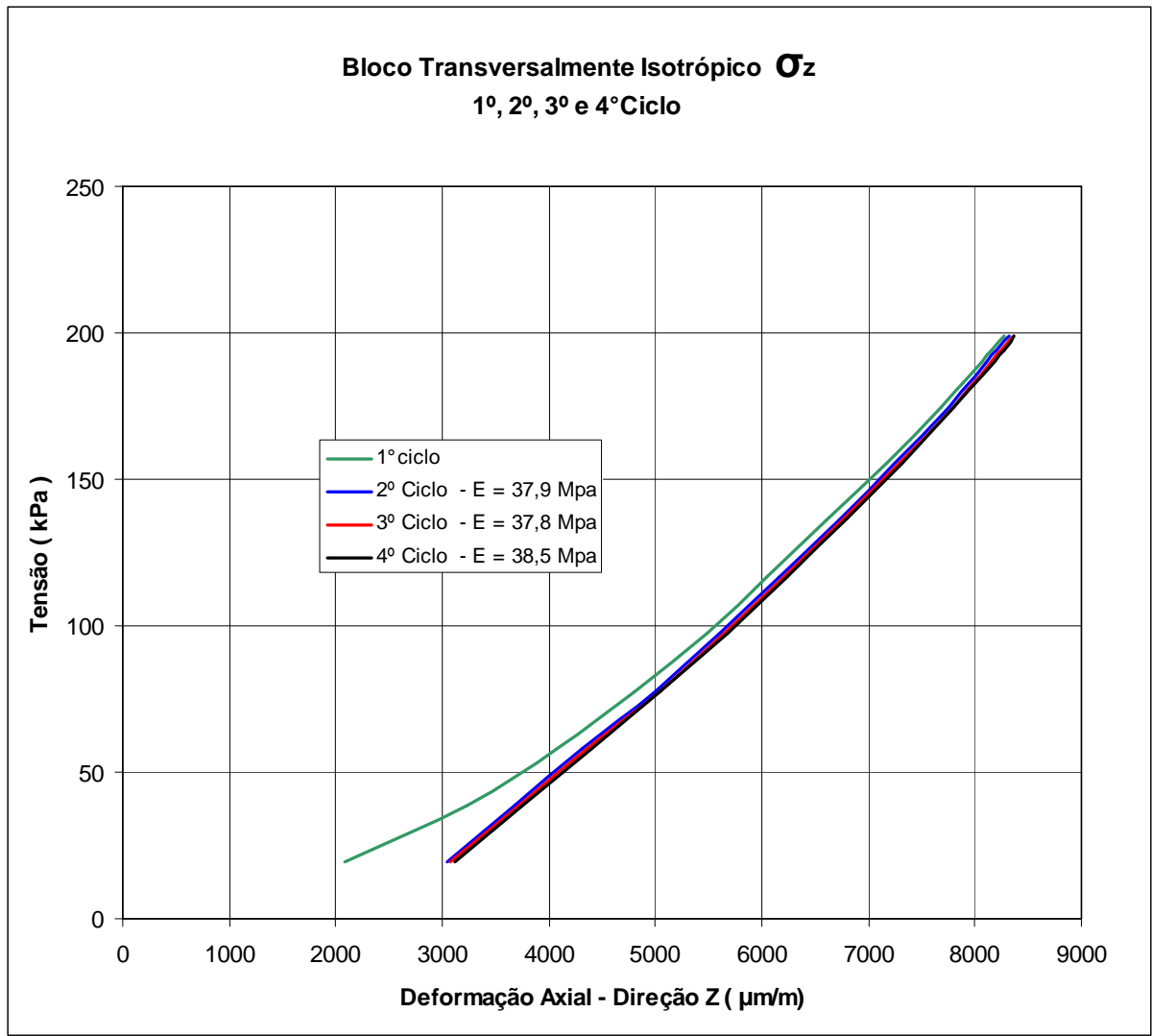


Figura 4.19 - Bloco transversalmente isotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo z para a obtenção do módulo de elasticidade.

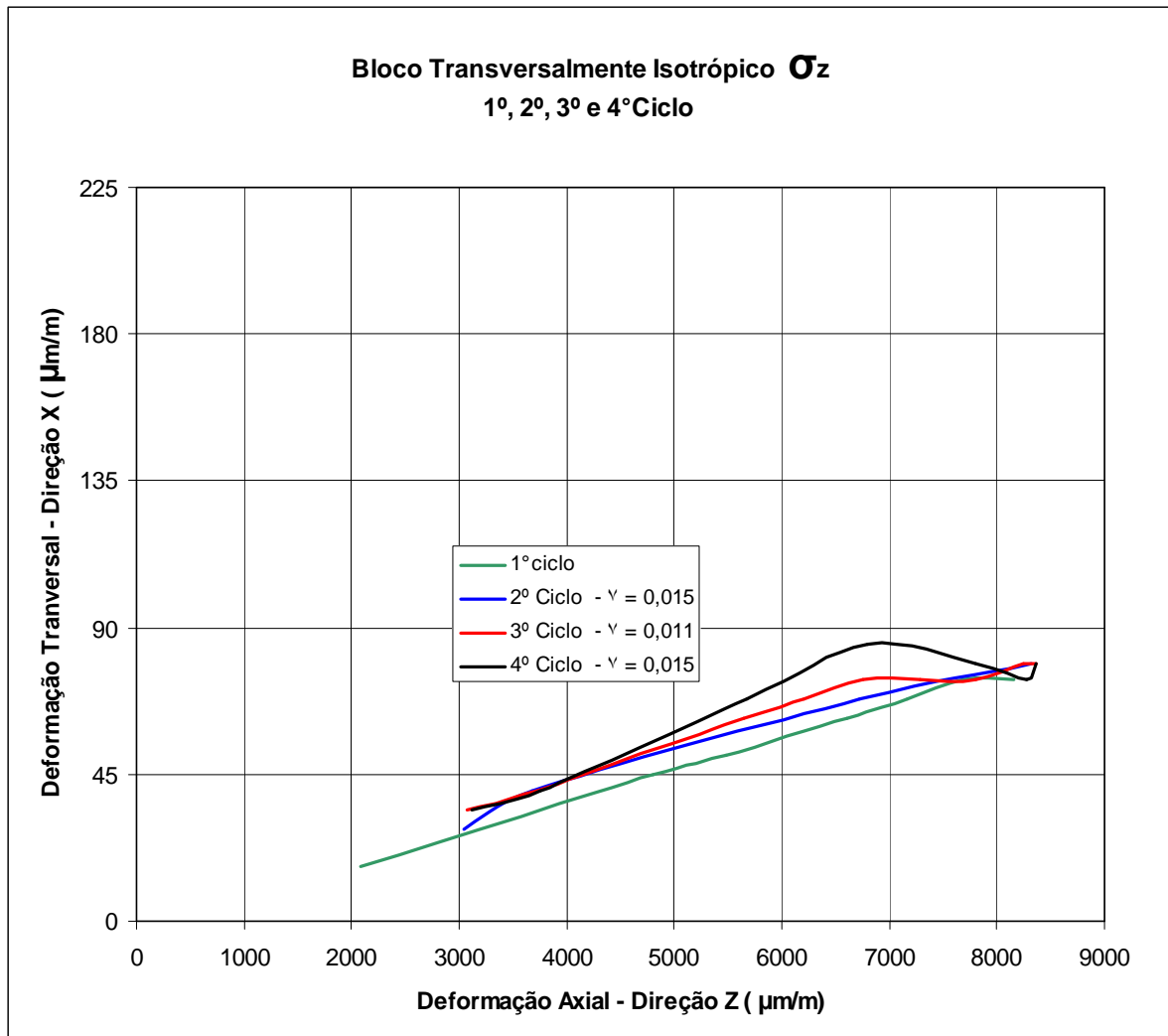


Figura 4.20 - Bloco transversalmente isotrópico com carregamento aplicado segundo a direção z para a obtenção do coeficiente de Poisson.

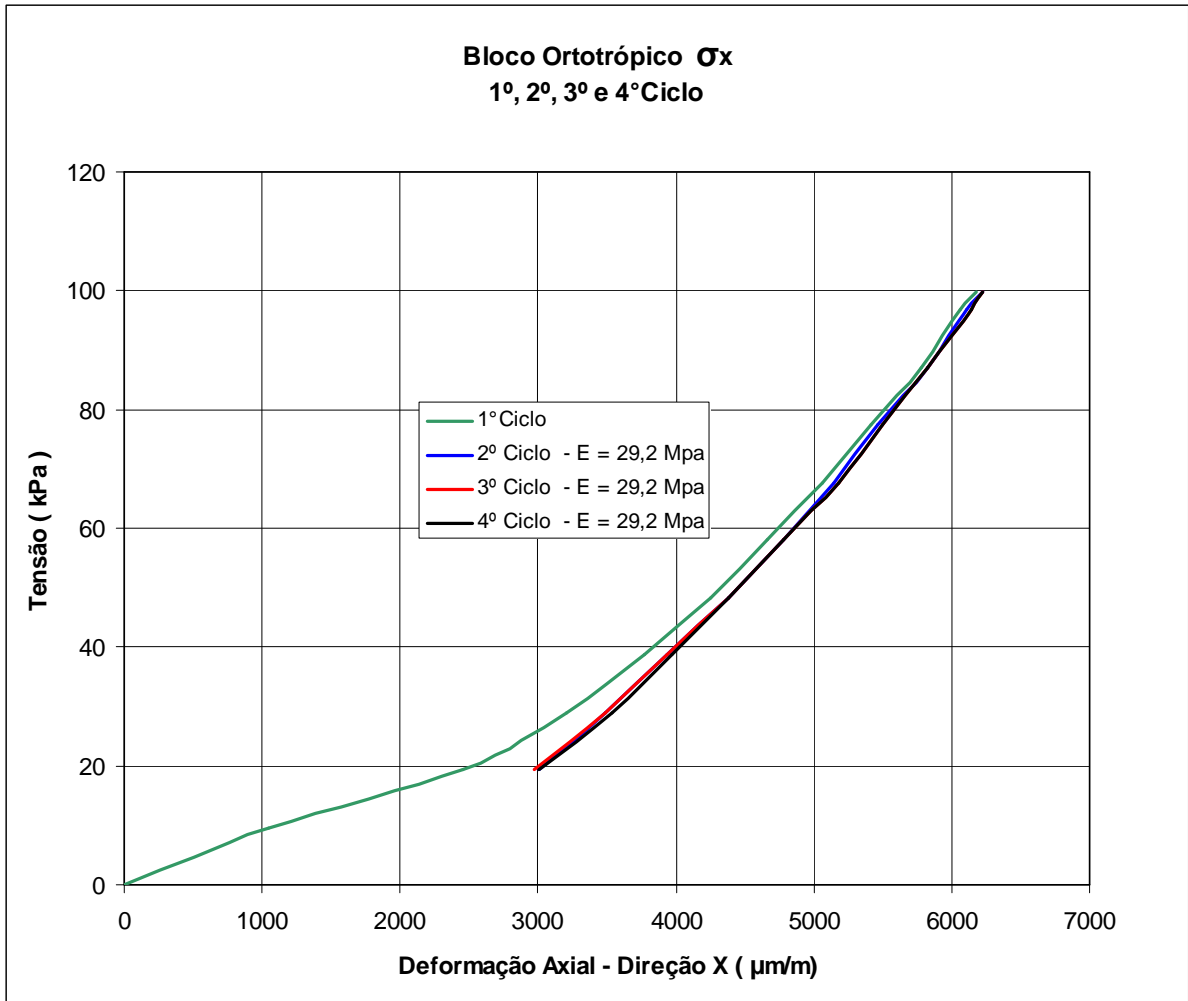


Figura 4.21 - Bloco ortotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo x para a obtenção do módulo de elasticidade.

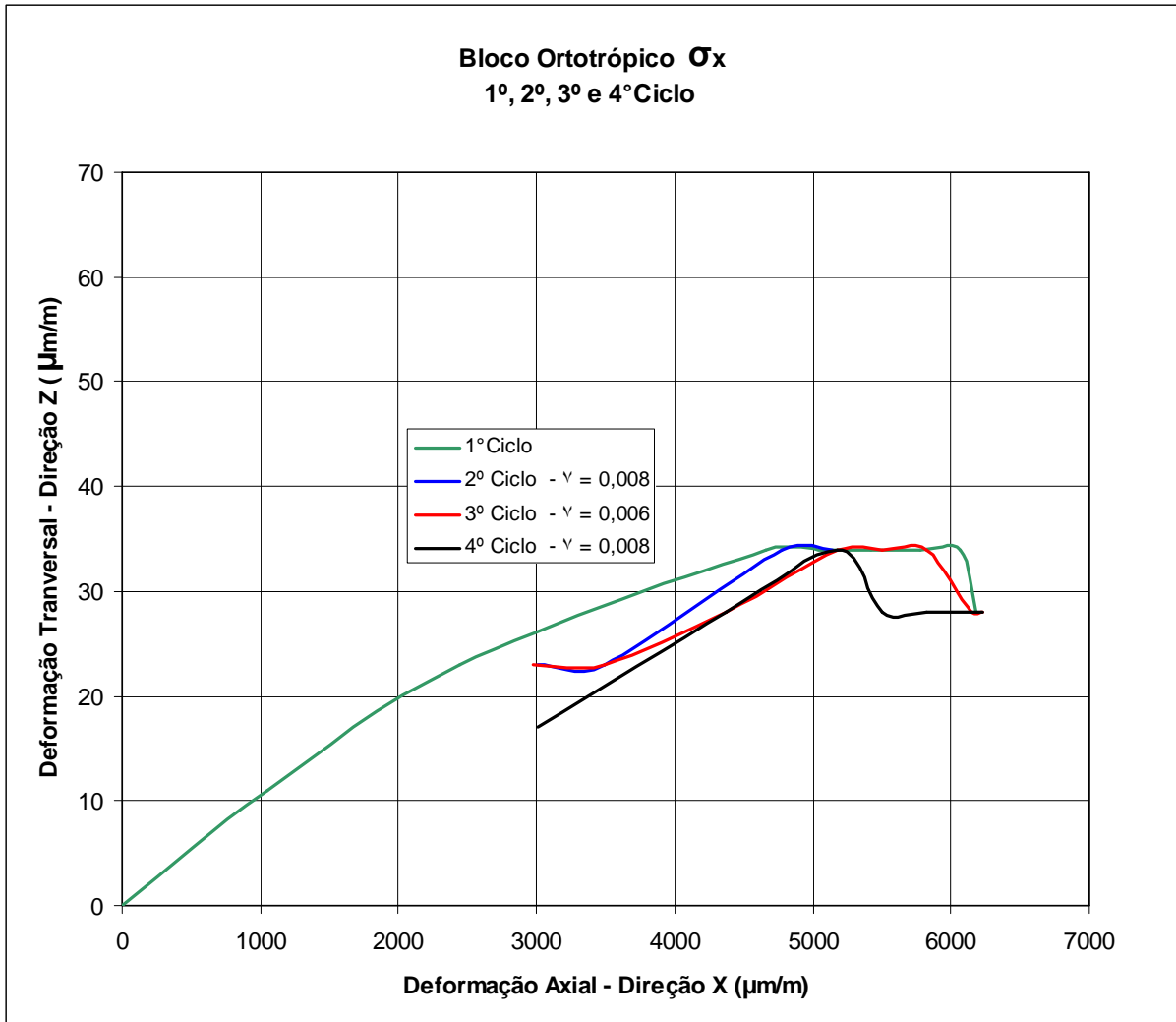


Figura 4.22 - Bloco ortotrópico com carregamento aplicado segundo a direção x para a obtenção do coeficiente de Poisson.

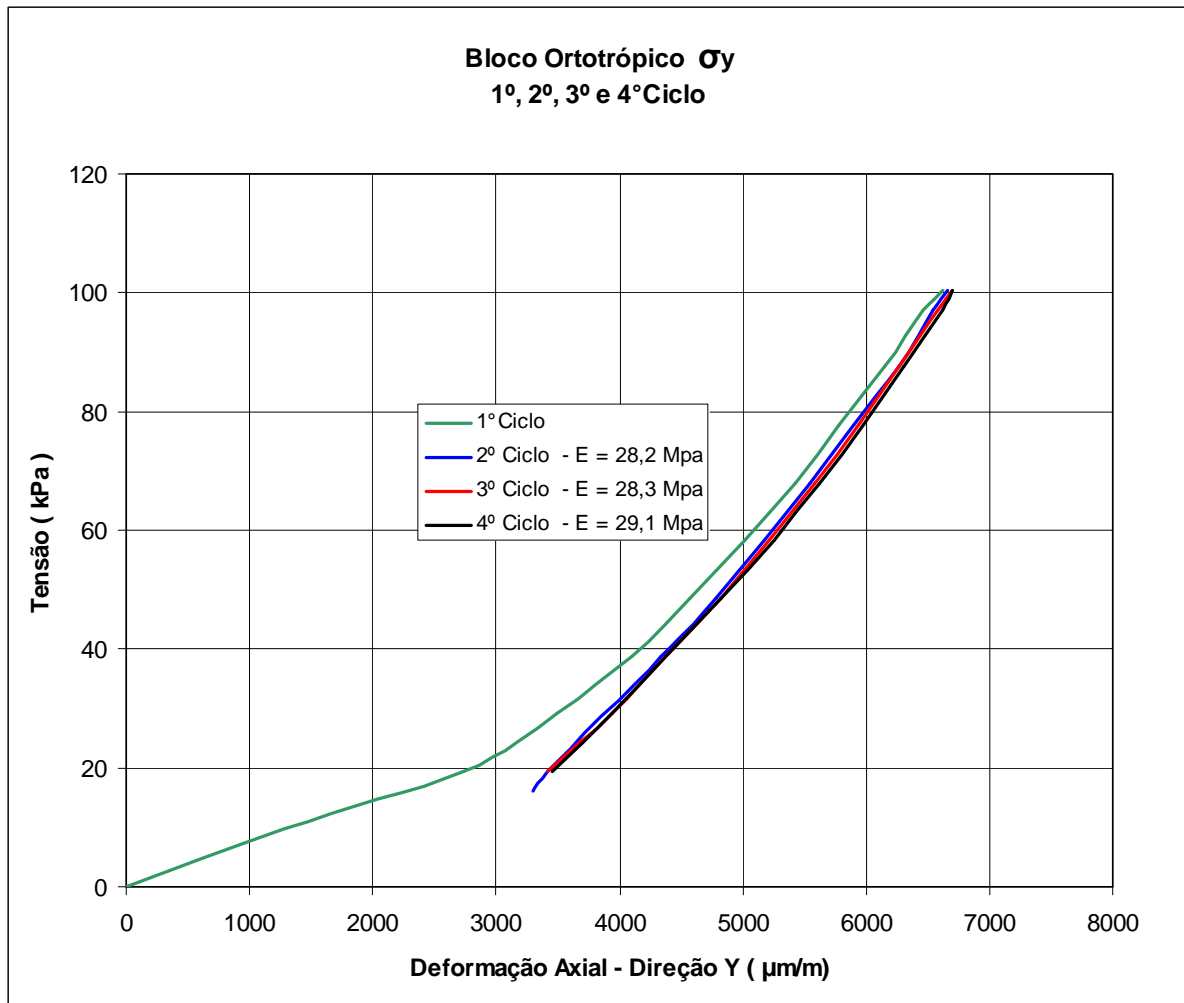


Figura 4.23 - Bloco ortotrópico - Tensão aplicada segundo o eixo y para a obtenção do módulo de elasticidade.

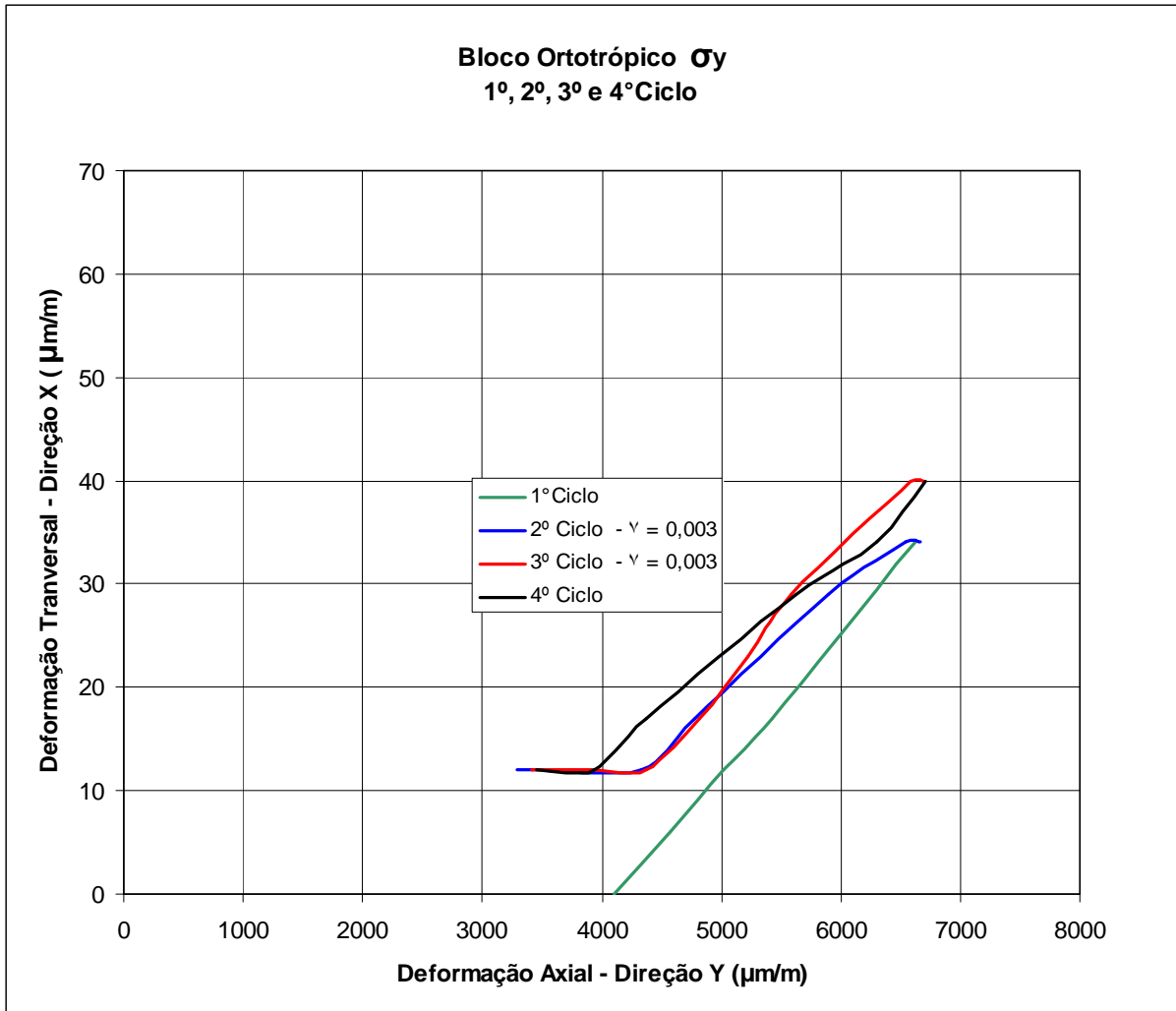


Figura 4.24 - Bloco ortorrópico com carregamento aplicado segundo a direção y para a obtenção do coeficiente de Poisson.

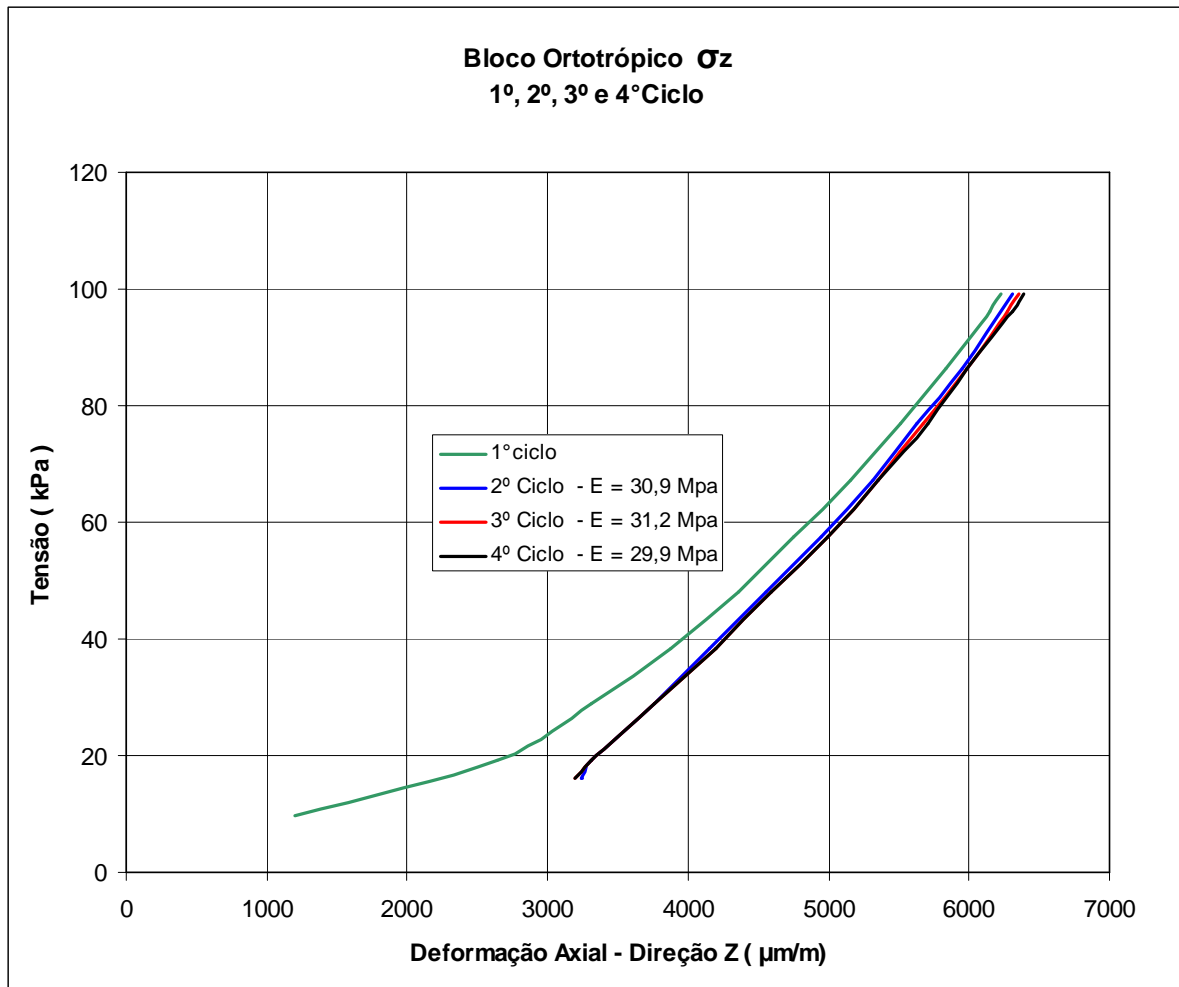


Figura 4.25 - Bloco ortotrópico com carregamento aplicado segundo a direção z para a obtenção do módulo de elasticidade.

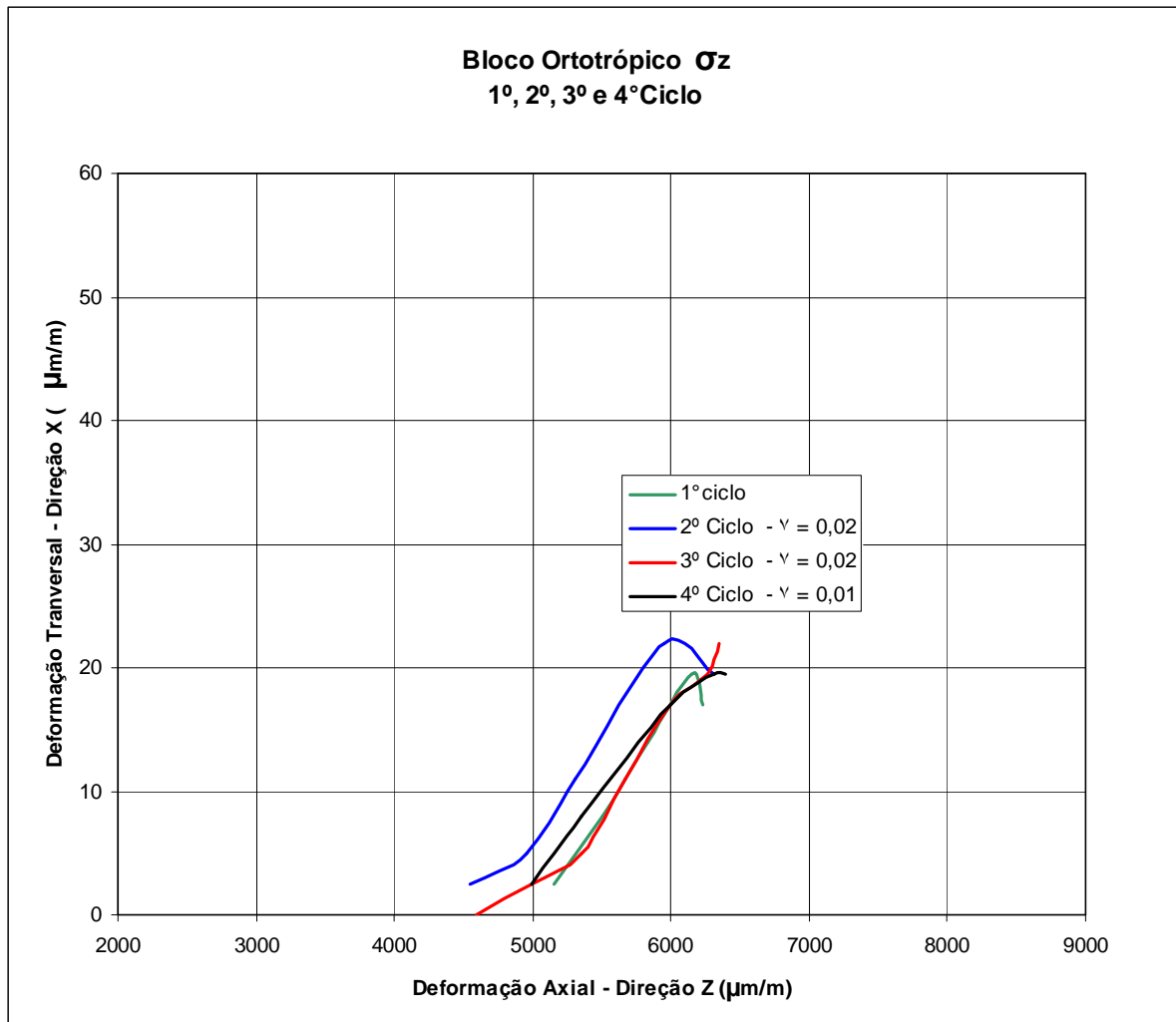


Figura 4.26 - Bloco ortotrópico com carregamento aplicado segundo a direção y para a obtenção do coeficiente de Poisson.

As curvas contidas nas Figuras 4.27 a 4.37 foram utilizadas para a obtenção do módulo de cisalhamento G.

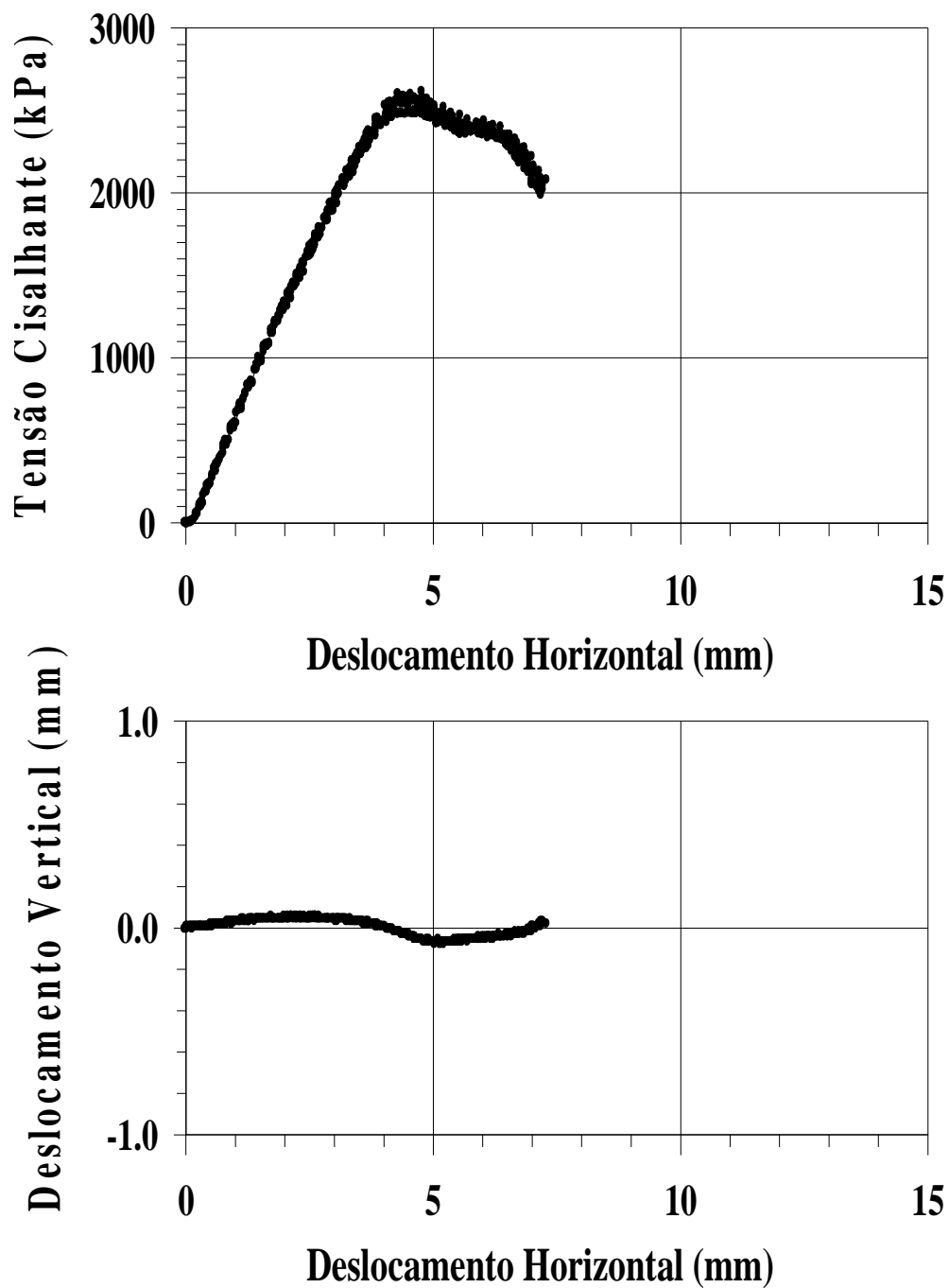


Figura 4.27 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco isotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção x e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção y, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

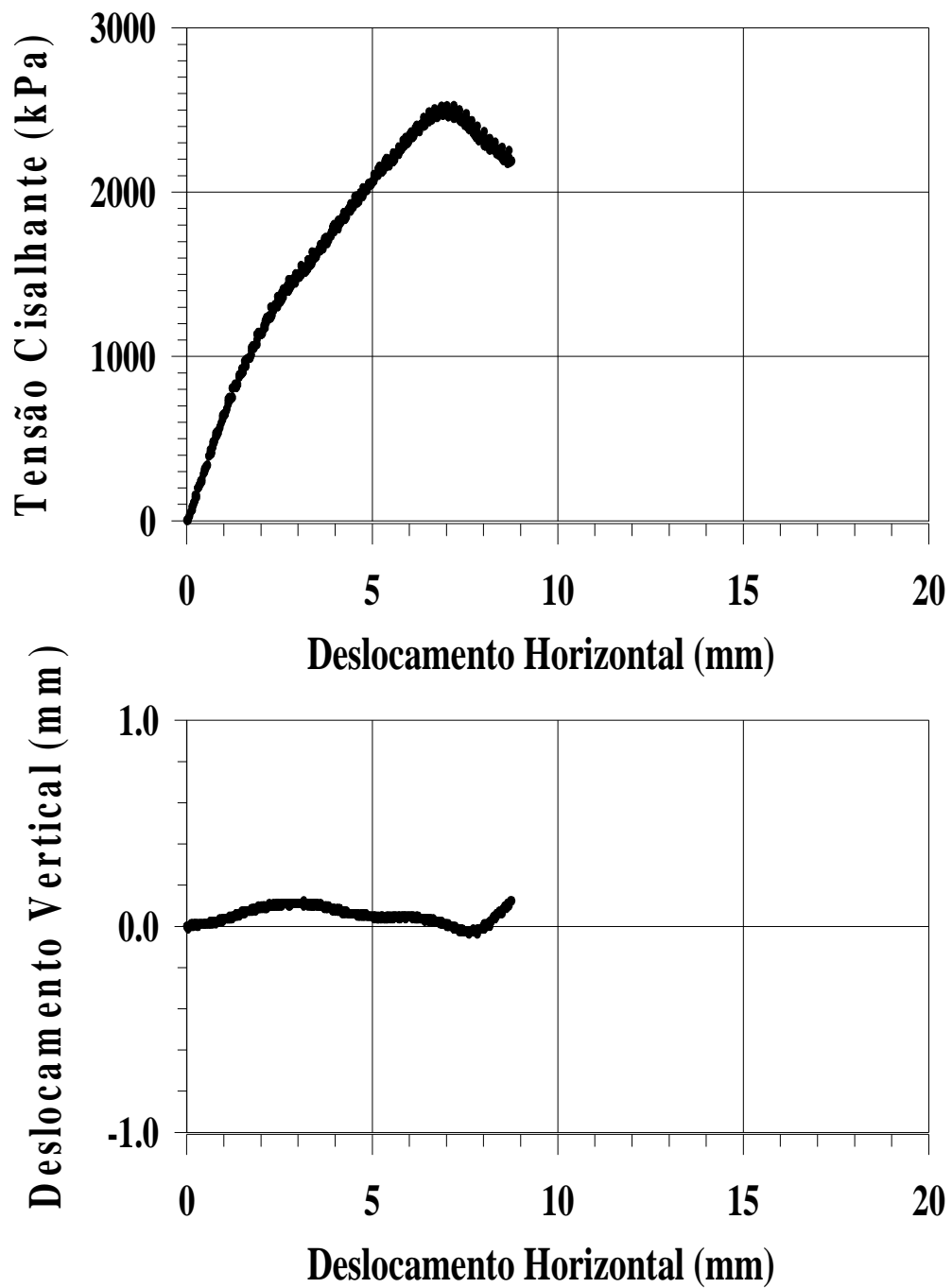


Figura 4.28 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco isotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção y e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção z, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

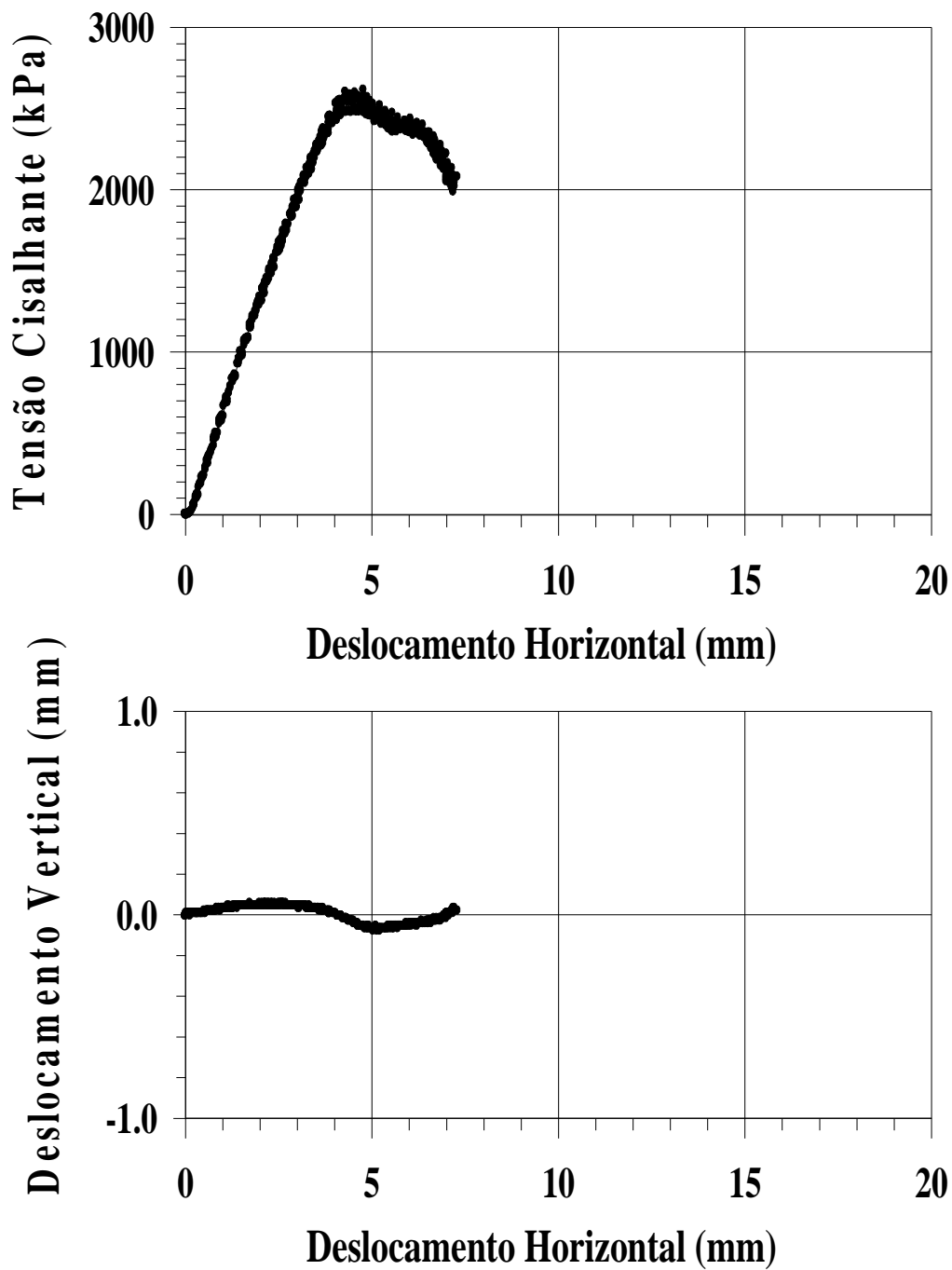


Figura 4.29 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco isotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção z e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção x, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

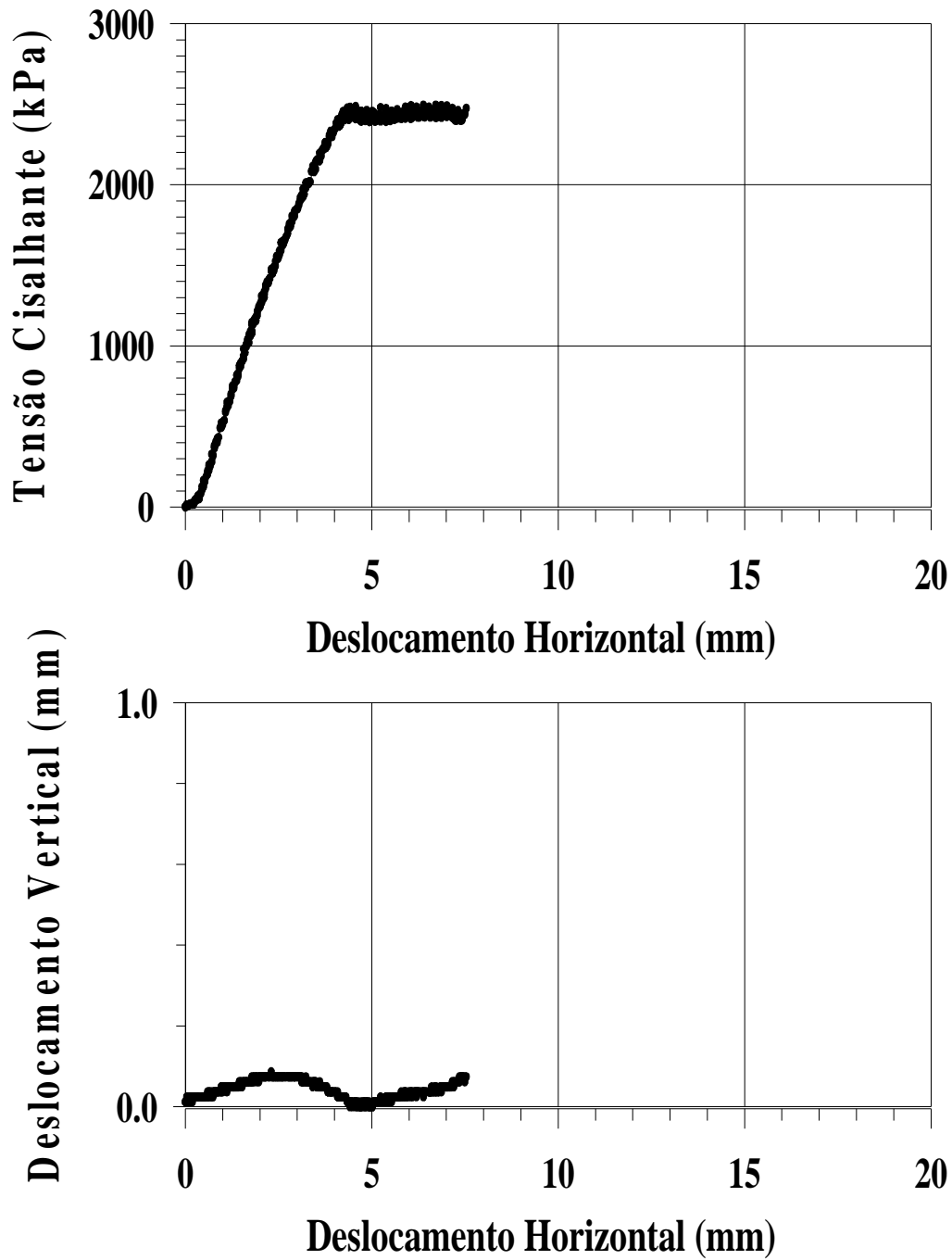


Figura 4.30 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco transversalmente isotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção x e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção y, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

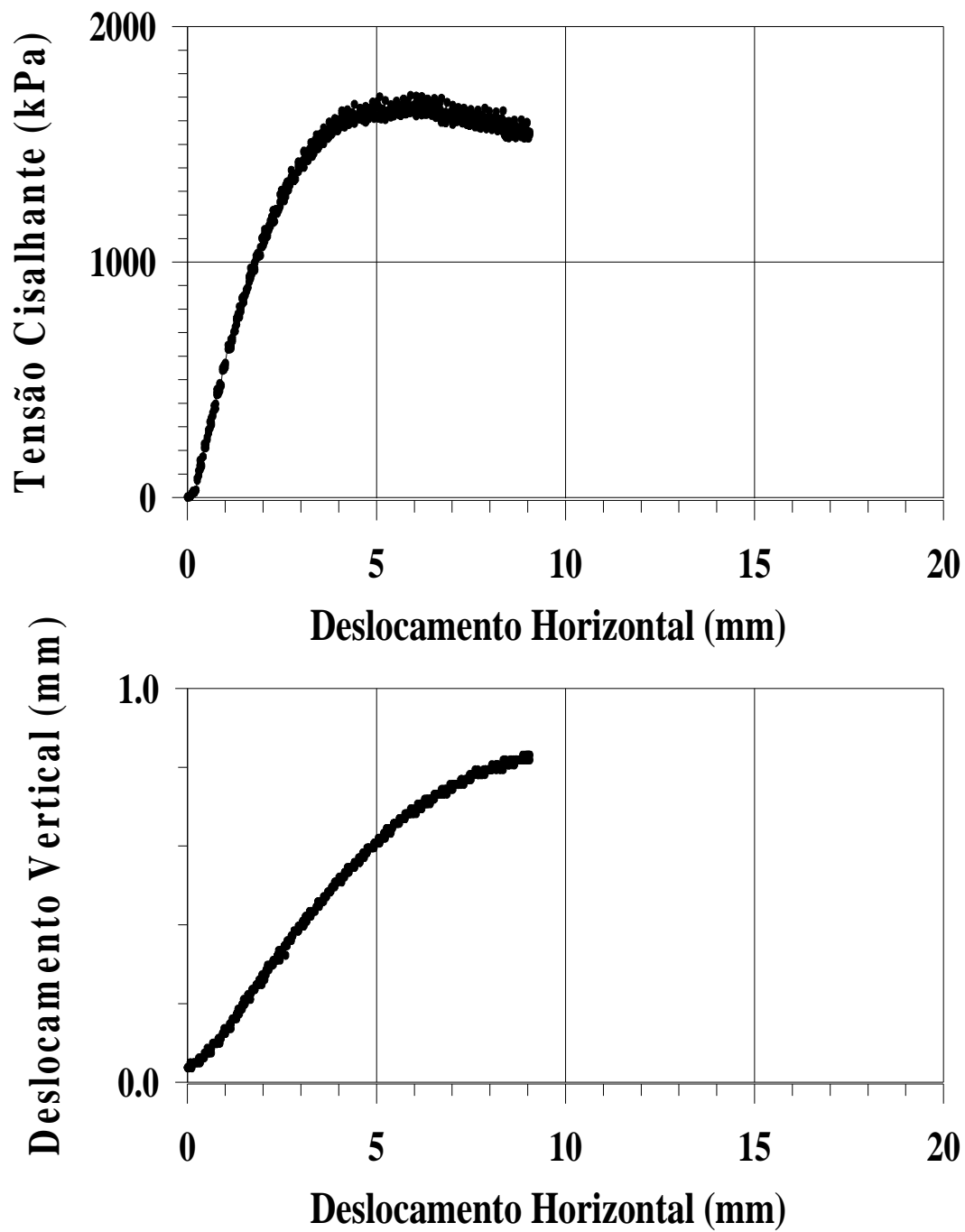


Figura 4.31 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco transversalmente isotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção z e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção x, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

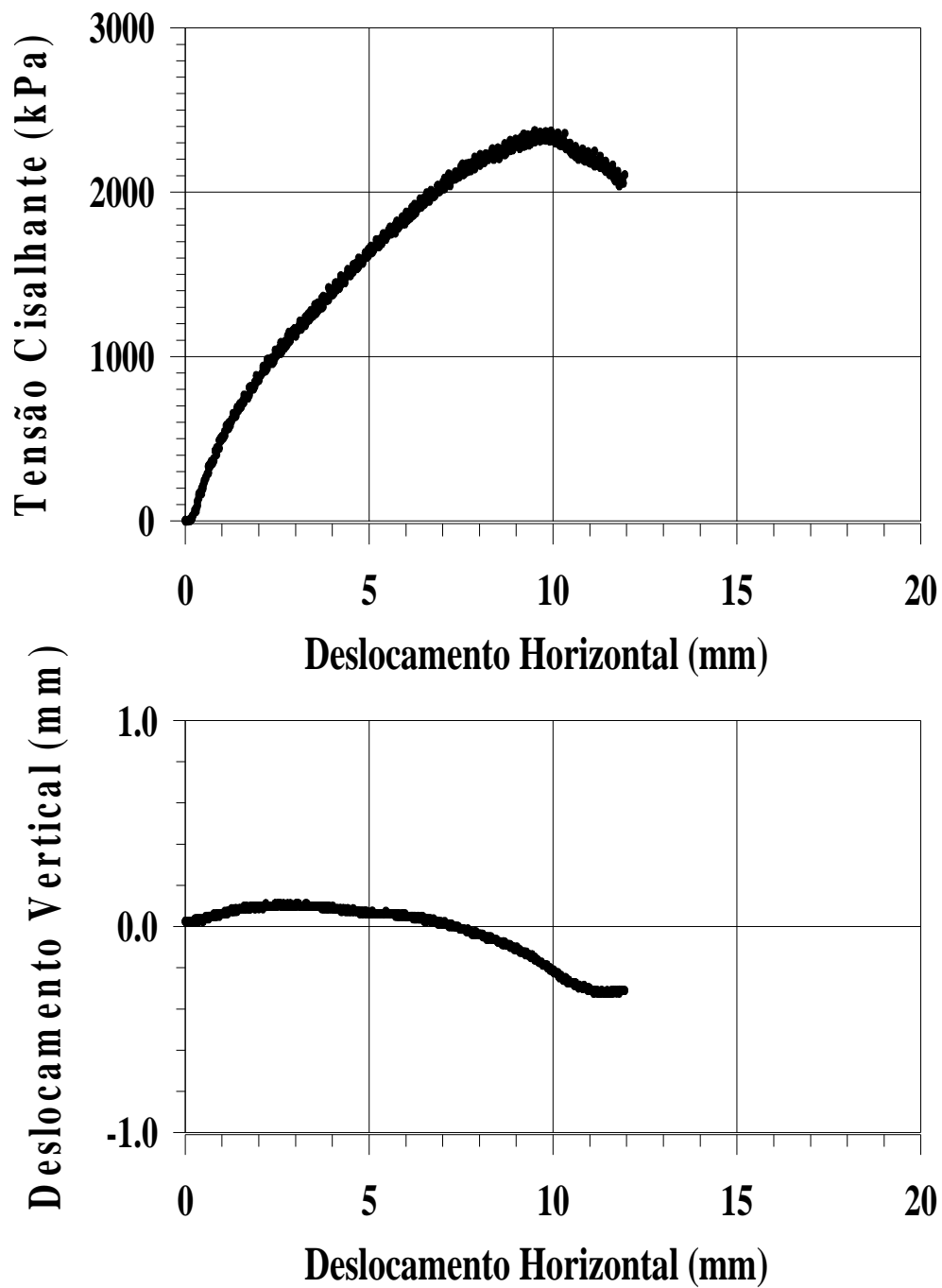


Figura 4.32 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco transversalmente isotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção y e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção z , para a obtenção do módulo de cisalhamento.

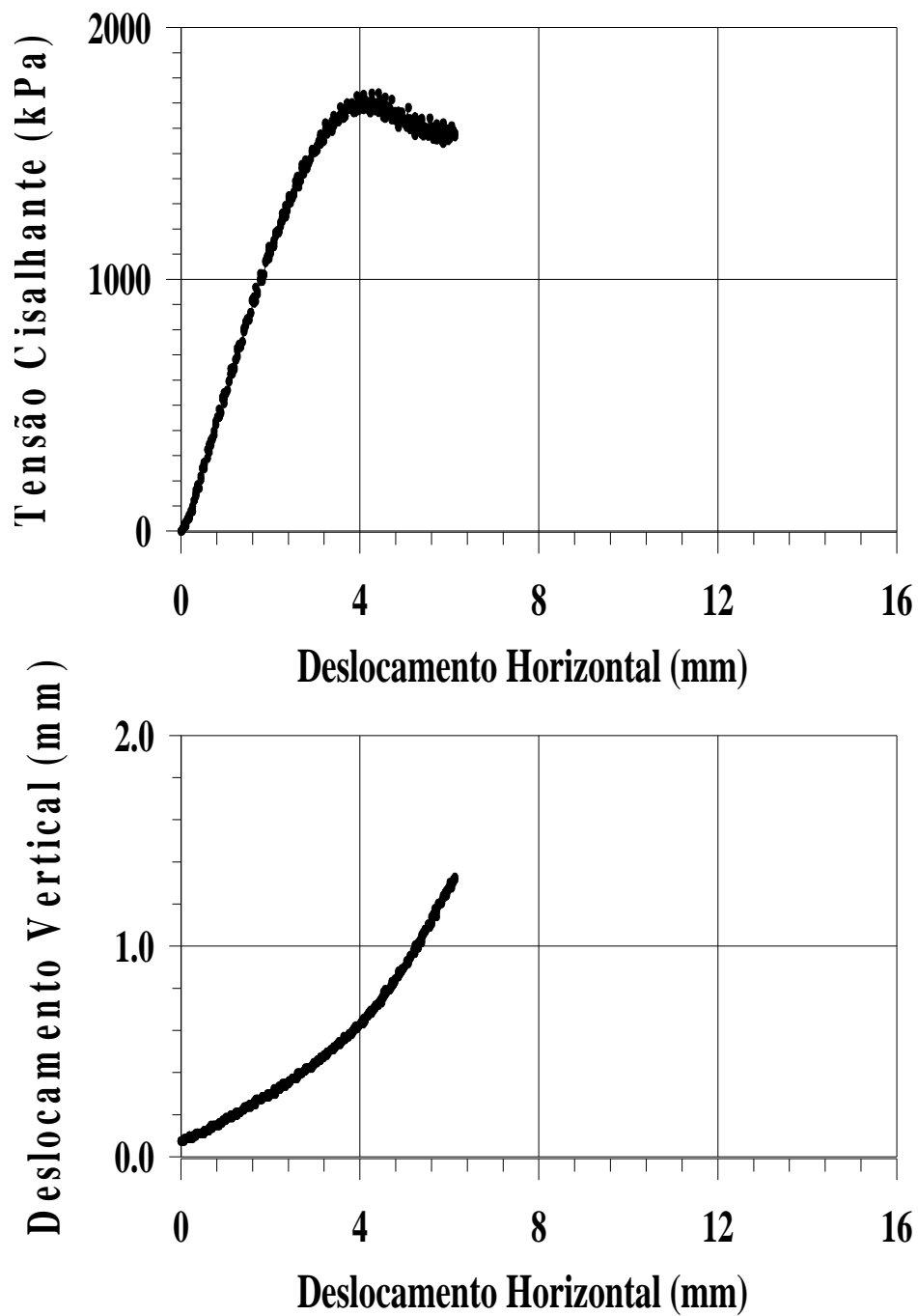


Figura 4.33 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção x e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção y, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

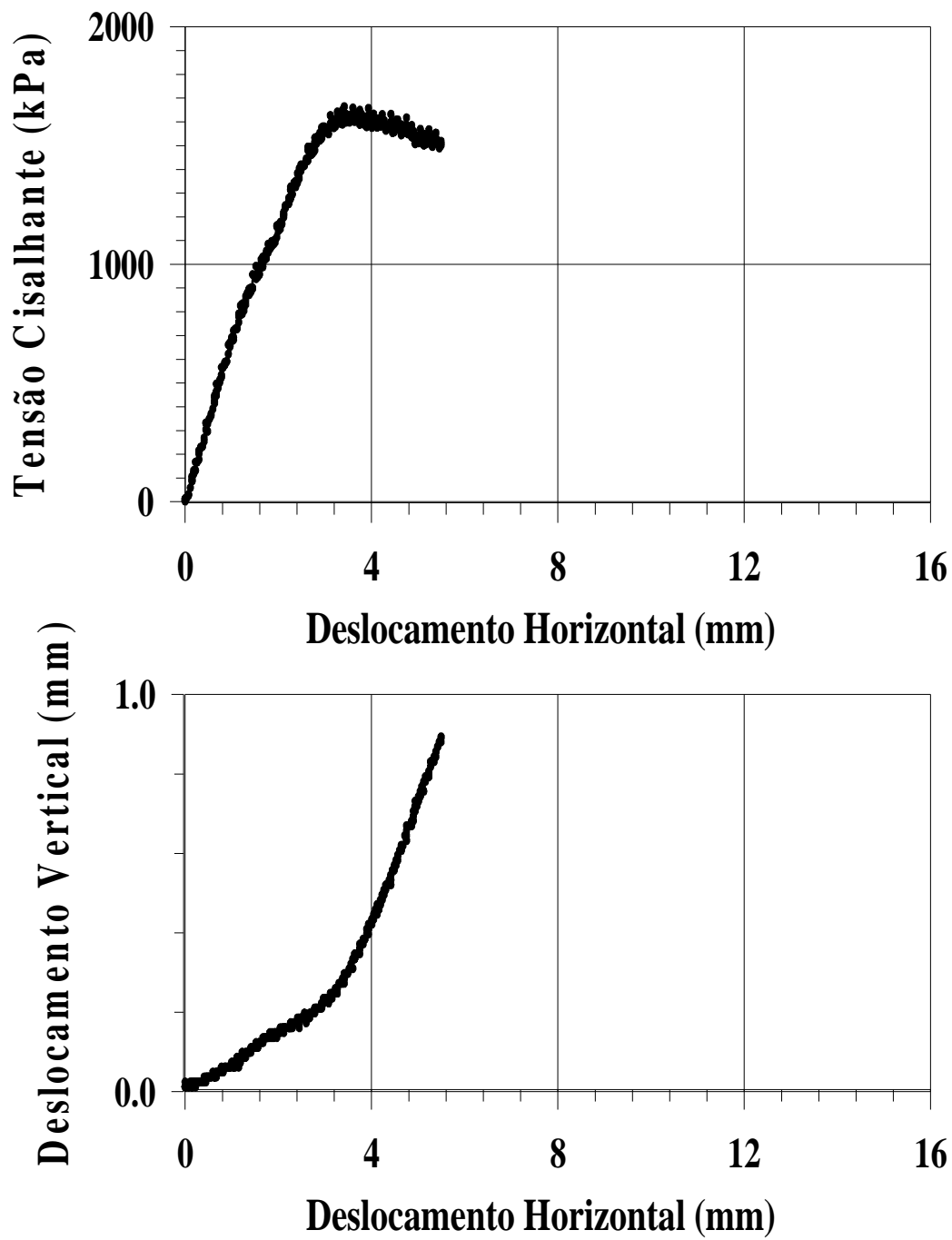


Figura 4.34 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção y e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção x, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

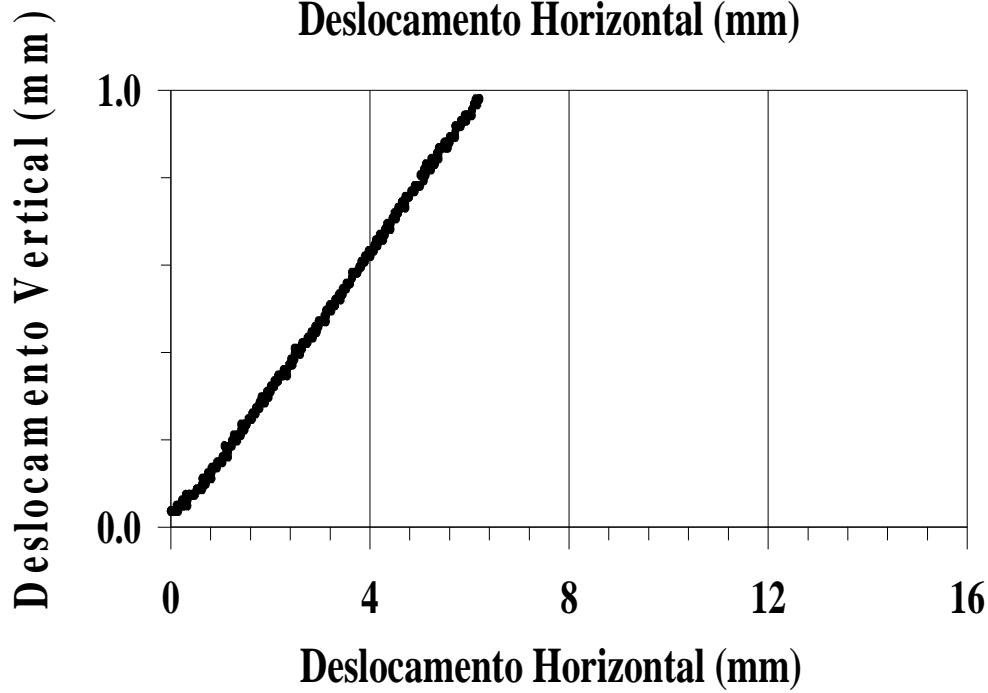
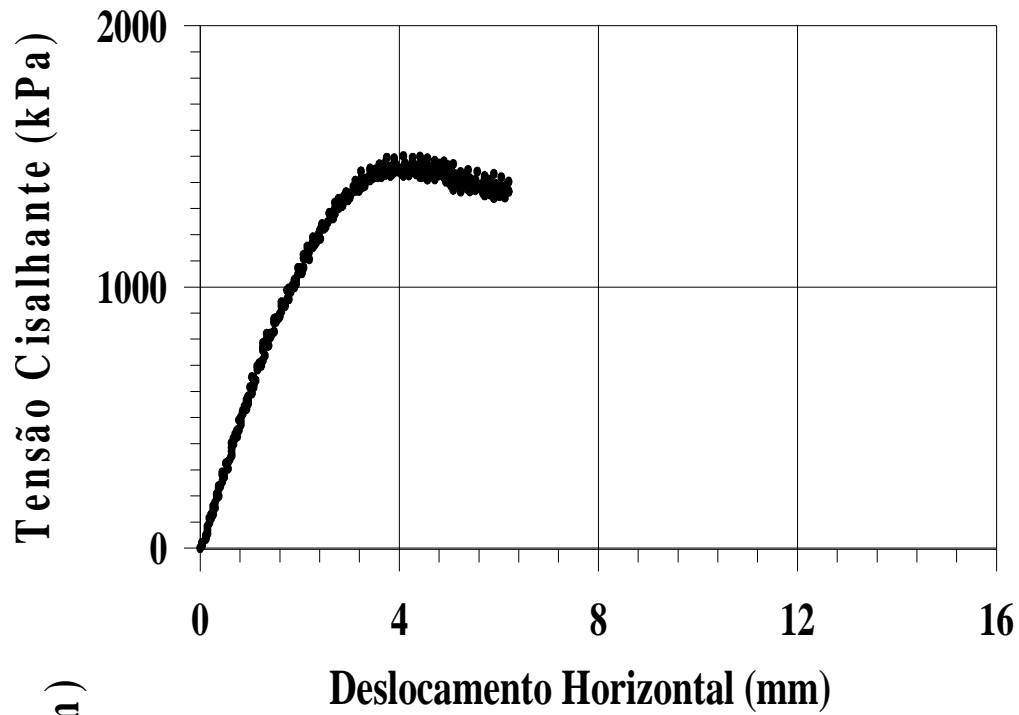


Figura 4.35 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção z e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção y, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

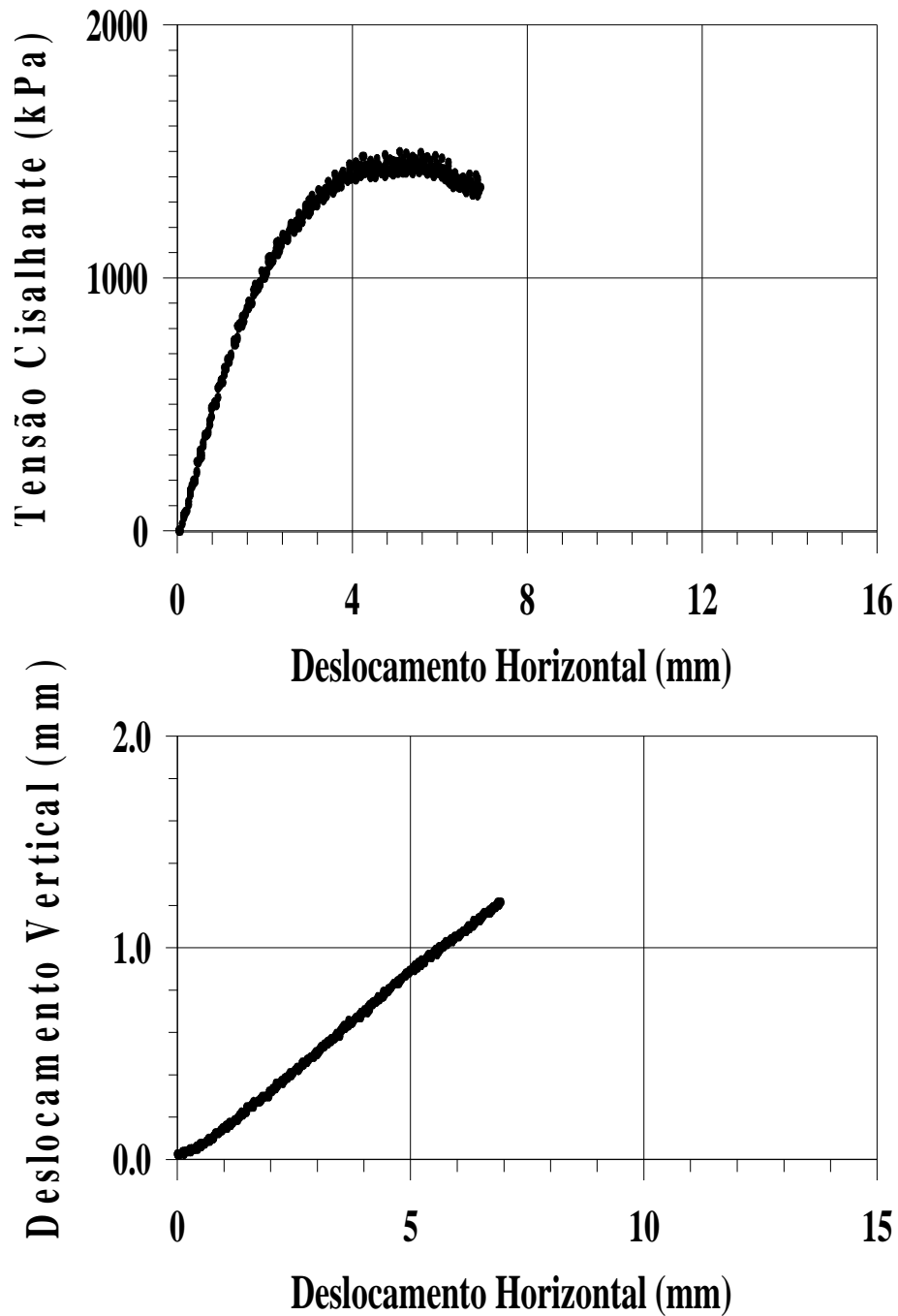


Figura 4.36 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção z e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção x, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

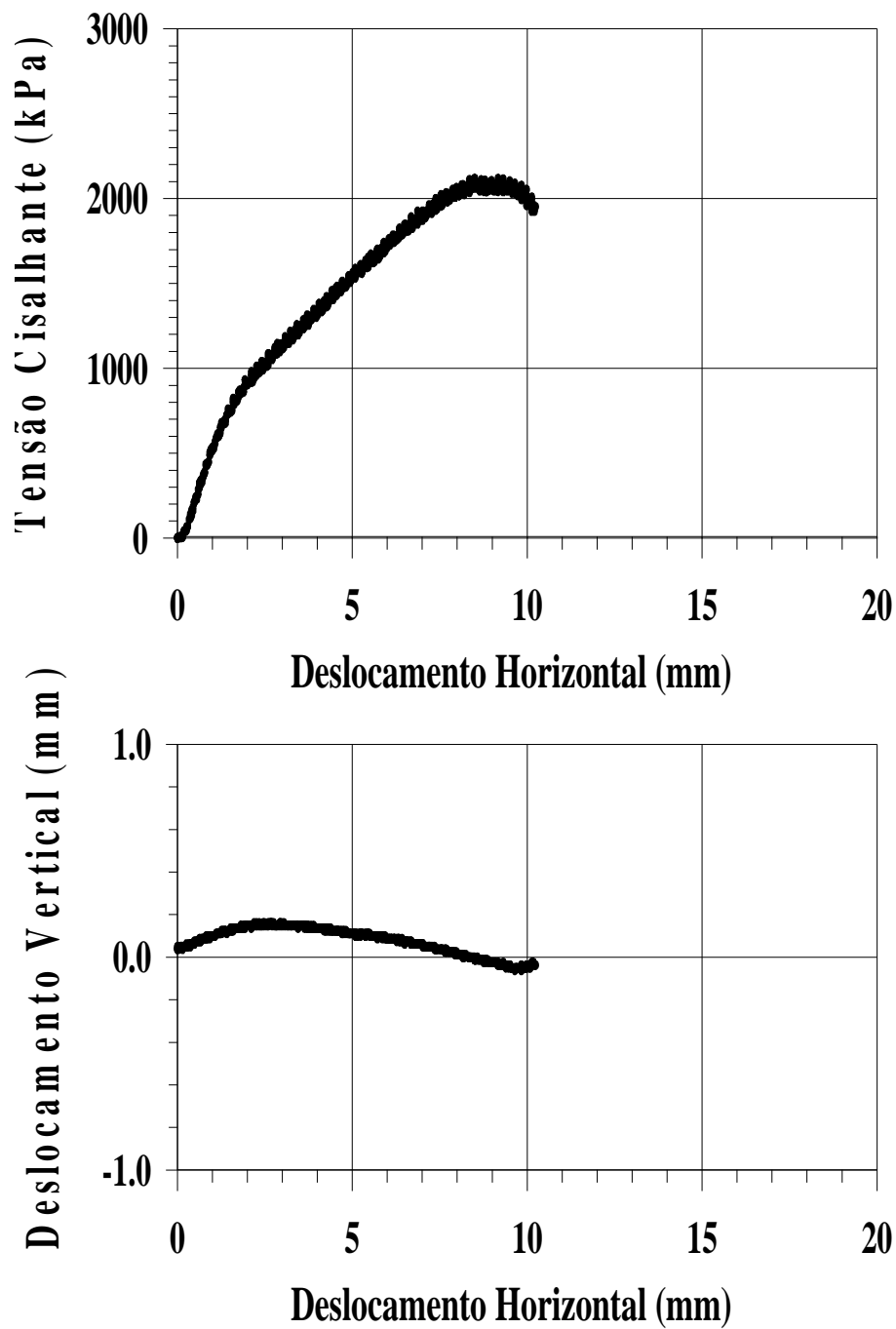


Figura 4.37 – Ensaio de cisalhamento direto em bloco ortotrópico com a tensão normal aplicada segundo a direção x e a tensão cisalhante aplicada segundo a direção z, para a obtenção do módulo de cisalhamento.

Tabela 4.1 - Obtenção dos parâmetros elásticas – Dados iniciais.

Bloco	σ (MPa)	τ (MPa)	e inicial (mm)	δ_v (mm)	e final (mm)	δ_h (mm)	γ (rad x 10 ³)	G (MPa)
rópico	$\sigma_x=2,50$	$\tau_y=1,02$	30,00	0,05	29,95	1,45	48	21,25
	$\sigma_y=2,50$	$\tau_z=0,83$	30,00	0,05	29,95	1,23	41	20,24
	$\sigma_z=2,50$	$\tau_x=1,02$	30,00	0,06	29,94	1,23	41	24,88
Transversalmente Isotrópico	$\sigma_x=2,50$	$\tau_y=1,18$	30,00	0,07	29,93	1,89	63	18,73
	$\sigma_y=2,50$	$\tau_z=0,36$	30,00	0,05	29,95	0,71	24	15,00
	$\sigma_z=2,50$	$\tau_x=0,60$	30,00	0,14	29,86	1,08	36	18,06
Ortotrópico	$\sigma_x=2,50$	$\tau_y=1,00$	30,00	0,27	29,73	1,78	60	16,70
	$\sigma_y=2,50$	$\tau_x=0,62$	30,00	0,07	29,03	1,00	34	18,23
	$\sigma_y=2,50$	$\tau_z=0,50$	30,00	0,05	29,95	0,85	28	17,85
	$\sigma_z=2,50$	$\tau_y=0,50$	30,00	0,11	29,89	0,82	27	18,52
	$\sigma_z=2,50$	$\tau_x=0,57$	30,00	0,14	29,86	0,93	31	18,39
	$\sigma_x=2,50$	$\tau_z=0,69$	30,00	0,12	29,88	1,34	45	15,33

Sendo,

σ = tensão normal à superfície de cisalhamento expressa em MPa;

τ = tensão de cisalhamento aplicada ao corpo-de-prova expressa em MPa;

$e_{inicial}$ = espaçamento inicial entre caixas no ensaio de cisalhamento direto, expresso em milímetro;

δ_v = deslocamento vertical da caixa superior após aplicação da tensão normal no ensaio de cisalhamento, expresso em milímetro;

e_{final} = espaçamento final entre caixas no ensaio de cisalhamento direto, expresso em milímetro;

δ_h = deslocamento horizontal da caixa superior após aplicação da tensão de cisalhamento, expresso em milímetro;

γ = ângulo de distorção, expresso em radianos;

G = módulo de distorção ou módulo de cisalhamento ou ainda, módulo transversal, expresso em MPa.

Tabela 4.2 – Dados em processamento.

Bloco Tipo	Módulo de Young (MPa)		Coeficiente de Poisson ν		Módulo de Distorção (MPa)	
	Medido	Médio	Medido	Médio	Medido	Médio
Isotrópico	$E_{xx} = 36,21$	$E = 36,41$	$\nu_{xy} = 0,010$	$\nu = 0,006$	$G_{xy} = 21,25$	$G = 22,12$
			$\nu_{xz} = 0,003$			
	$E_{yy} = 34,67$		$\nu_{yx} = 0,010$		$G_{yz} = 20,24$	
			$\nu_{yz} = 0,004$			
	$E_{zz} = 38,35$		$\nu_{zx} = 0,006$		$G_{zx} = 24,88$	
$\nu_{zy} = 0,004$						
Transversalmente Isotrópico	$E_{xx} = 40,60$	$E = 39,33$	$\nu_{xy} = 0,003$	$\nu = 0,005$	$G_{xy} = 18,73$	$G = 16,86$
			$\nu_{xz} = 0,006$			
	$E_{yy} = 38,06$		$\nu_{yx} = 0,010$		$G_{yz} = 15,00$	
		$\nu_{yz} = 0,004$				
	$E_{zz} = 38,06$	$E' = 38,06$	$\nu_{zx} = 0,013$	$\nu' = 0,011$	$G_{zx} = 18,06$	$G' = 18,06$
$\nu_{zy} = 0,010$						
Ortotrópico	$E_{xx} = 29,20$	$E_1 = 29,20$	$\nu_{xy} = 0,01$	$\nu_{12} = 0,010$	$G_{xy} = 16,70$	$G_{12} = 17,47$
			$\nu_{xz} = 0,007$	$\nu_{13} = 0,007$		
	$E_{yy} = 28,53$	$E_2 = 28,53$	$\nu_{yx} = 0,003$	$\nu_{21} = 0,003$	$G_{yz} = 17,85$	$G_{23} = 18,19$
			$\nu_{yz} = 0,005$	$\nu_{23} = 0,005$		
	$E_{zz} = 30,66$	$E_3 = 30,66$	$\nu_{zx} = 0,016$	$\nu_{31} = 0,016$	$G_{zx} = 18,39$	$G_{31} = 16,86$
			$\nu_{zy} = 0,018$	$\nu_{32} = 0,018$		

Tabela 4.3 – Dados em processamento.

Bloco Tipo	Módulo de Young (MPa)*	Coefficiente de Poisson**	Módulo de Distorção (MPa)
Isotrópico	$E=36,41$	$\nu = 0,006$	$G = 22,12$
Transversalmente Isotrópico	$E=39,33$	$\nu = 0,005$	$G = 16,86$
	$E' = 38,06$	$\nu' = 0,011$	$G' = 18,06$
Ortotrópico	$E_1=29,20$	$\nu_{12} = 0,010$	$G_{12}= 17,47$
		$\nu_{13} = 0,007$	
	$E_2=28,53$	$\nu_{21} = 0,003$	$G_{23} = 18,19$
		$\nu_{23} = 0,005$	
	$E_3=30,66$	$\nu_{31} = 0,016$	$G_{31} = 16,86$
		$\nu_{32} = 0,018$	

Tabela 4.4 – Dados finais.

Bloco Tipo	Módulo de Young (MPa)	Coefficiente de Poisson	Módulo de Distorção (MPa)	
			Medido	Calculado
Isotrópico	$E=36,41$	$\nu = 0,006$	$G = 22,12$	18,09
Transversalmente Isotrópico	$E=39,33$	$\nu = 0,005$	$G = 16,86$	19,56
	$E' = 38,06$	$\nu' = 0,011$	$G' = 18,06$	19,13
Ortotrópico	$E_1=29,20$	$\nu_{12} = 0,010$	$G_{12}= 17,47$	14,36
		$\nu_{13} = 0,007$		
	$E_2=28,53$	$\nu_{21} = 0,003$	$G_{23} = 18,19$	14,81
		$\nu_{23} = 0,005$		
	$E_3=30,66$	$\nu_{31} = 0,016$	$G_{31} = 16,86$	14,91
		$\nu_{32} = 0,018$		

Para o caso isotrópico G foi calculado a partir da expressão:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.1)$$

Para o caso transversalmente isotrópico G foi calculado por meio da expressão aproximada mencionada por Lekhnitskii (1977):

$$G = \frac{EE'}{E(1+2\nu') + E'} \quad (4.2)$$

No caso do bloco ortotrópico, Figueiredo (2009), procurando uma alternativa para o cálculo de G_{ij} ($i, j = x, y, z \equiv 1, 2, 3$) para o bloco ortotrópico, analisa primeiramente a verdadeira origem da expressão citada por Lekhnitskii (1981), qual seja: $G = EE' / \{E(1+2\nu') + E'\}$. Esse autor refere-se à mesma como uma fórmula aproximada. Já na literatura especializada mais recente (Amadei, 1996; Talesnick & Ringel, 1999; Gonzaga *et al.*, 2008), a mesma tem sido atribuída a Saint-Venant (1863) e tem sido dita empírica.

Por outro lado, em Lekhnitskii (1981), nota-se que a expressão aproximada de G , $G_{xy} \equiv G_{12}$, como se pode ver na Fig. 4.38, é, de fato, o valor do módulo de cisalhamento para uma direção que faz 45° com os planos de isotropia ou seja, $G_{x'y'} \equiv G_{1'2'}$. Portanto, não se trataria, verdadeiramente, nem de uma aproximação, nem de um valor empírico e sim, como já mencionado anteriormente, de uma expressão analítica. Utilizar a expressão em questão no cálculo do valor de G significa assumir, tacitamente, que os módulos de cisalhamento, segundo a perpendicular ao plano de isotropia ($G \equiv G_{xy} \equiv G_{12}$) e a 45° do mesmo ($G_{x'y'} \equiv G_{1'2'}$), Fig. 4.38), são aproximadamente iguais. Em outras palavras, que:

$$G_{x'y'} \approx G_{xy} = G \quad (4.3)$$

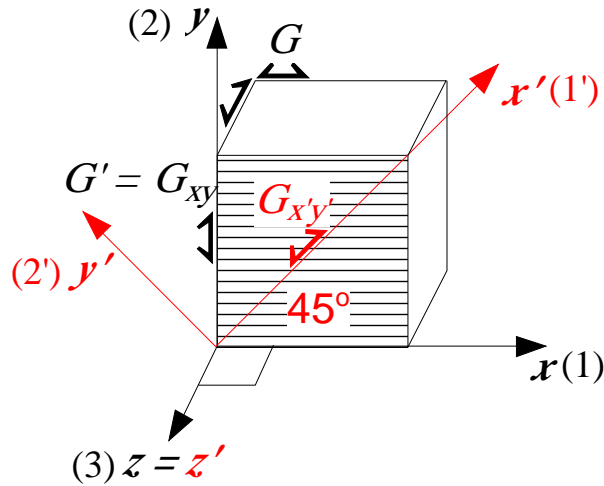


Figura 4.38 – Esquema de um meio transversalmente isotrópico e de uma rotação de 45° em torno do eixo $z = z' = (3)$, paralelo aos planos de isotropia.

Verifica-se que a 4ª expressão da Eq. (6.13) de Lekhnitskii (pag. 48) produz, para uma rotação de 45° em torno de $z \equiv z'$, exatamente o seguinte,

$$\frac{1}{G_{1'2'}} \equiv \frac{1}{G_{x'y'}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + 2\frac{\nu_{21}}{E_2} \equiv \frac{1}{E_x} + \frac{1}{E_y} + 2\frac{\nu_{yx}}{E_y} \equiv \frac{1}{E} + \frac{1}{E} + 2\frac{\nu'}{E} \approx \frac{1}{G} \equiv \frac{1}{G_{12}} \equiv \frac{1}{G_{xy}} \quad (4.4)$$

Os dois últimos membros da Eq. (4.4) simplesmente se equivalem e reescrevendo de outra maneira tem-se,

$$G \approx \frac{EE}{E+E(1+2\nu')}, \quad (4.5)$$

que vem a ser, justamente, a expressão aproximada, citada por Lekhnitskii (1981).

Continuando em seu raciocínio e propondo uma analogia, Figueiredo (2009) sugere expressões do mesmo gênero para um material ortotrópico uma vez que as mesmas são o resultado de uma rotação de 45° em torno do eixo z , podendo-se imaginar a repetição do mesmo raciocínio para os demais eixos (x e y). Nesse caso, obtém-se a seguinte expressão geral:

$$\frac{1}{G_{ij}} \approx \frac{1}{E_i} + \frac{1}{E_j} + 2 \frac{\nu_{ij}}{E_i} \text{ ou } G_{ij} \approx \frac{E_i E_j}{E_i + E_j(1 + 2\nu_{ij})},$$

onde $i, j = x, y, z \equiv 1, 2, 3$. Portanto:

$$G_{12} \approx \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2(1 + 2\nu_{12})} \text{ etc.} \quad (4.6)$$

Sendo assim, poder-se-ia usar a Eq. (4.6) para calcular os valores de G_{12} , G_{23} e G_{31} que aparecem na Tabela 4.4.

Pode-se discutir a questão referente à qualidade das aproximações, mas o fundamento da aproximação é inteiramente análogo ao utilizado para o meio transversalmente isotrópico e sendo justificável para esse último, por que não seria também para um meio ortotrópico? Amadei (1992) também sugere essa possibilidade. Esse autor, todavia, considera, equivocadamente, que tais expressões seriam empíricas, quando, na verdade, são expressões analíticas.

Por fim, é interessante observar que Talesnick & Ringel (1999) sugerem uma possível correção empírica para a expressão citada por Lekhnitskii (1981):

$$G \approx \frac{EE'}{E + E'(1 + 2\nu')} \left(\frac{2E - E'}{E} \right). \quad (4.7)$$

Utilizando a notação da Eq. (4.7) acima, a mesma correção poderia ser aplicada também a meios ortotrópicos e seria dada por:

$$\frac{1}{G_{ij}} \approx \left\{ \frac{1}{E_i} + \frac{1}{E_j} + 2 \frac{\nu_{ij}}{E_i} \right\} \left(\frac{E_j}{2E_j - E_i} \right). \quad (4.8)$$

Note-se que, em qualquer caso, as Eqs. 4.7 ou 4.8 reproduzem a bem conhecida equação para um meio isotrópico ($G = E/2(1+\nu)$) se $E \equiv E'$ ($E_i \equiv E_j \equiv E$) e $\nu \equiv \nu'$ ($\nu \equiv \nu_{ij}$).

Sobre a correção da Eq. 4.7, todavia, cabe observar que ela melhora as previsões experimentais numa circunstância que seria inesperada. No trabalho de Talesnick & Ringel (1999) os valores obtidos pela expressão aproximada, Eq. 4.5, foram sistematicamente inferiores aos valores medidos experimentalmente, em cerca de 40%. Como discutido acima, a Eq. 4.5 fornece, rigorosamente falando, o módulo para uma direção a 45° entre os planos de isotropia e a sua normal. Ora, o módulo a 45° deveria, em princípio, ser maior que G' (para a normal aos planos de isotropia), já que esse último é o mínimo dentre os módulos de cisalhamento. Portanto, fica uma dúvida sobre a pertinência da correção proposta por Talesnick & Ringel (1999).

Analisando-se a Tabela 4.4 constata-se que:

- Não se conseguiu um contraste significativo entre as propriedades elásticas segundo as direções x , y e z com a utilização de entretela entre as camadas de argamassa e também com os elementos de isopor;
- Os valores dos módulos de elasticidade são extremamente baixos assim como os dos coeficientes de Poisson;
- As diferenças entre os valores dos módulos de distorção, ou de cisalhamento, obtidos experimentalmente e calculados pelas expressões apresentadas apresentam diferenças significativas, com a sua utilização no cálculo das tensões *in situ* favorecendo a propagação das incertezas que afetam essas últimas, conforme já observado por diversos autores (Amadei *et al*, 1996).

4.2.2. ENSAIOS EM CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS

Como os valores dos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson obtidos nos ensaios realizados com blocos apresentaram-se extremamente baixos conduziu-se uma série de ensaios com quatorze corpos-de-prova cilíndricos com a mesma dosagem da argamassa dos blocos. Esses ensaios limitaram as comparações aos valores dos módulos e coeficientes de Poisson anteriormente obtidos somente ao caso isotrópico.

A Fig. 4.39 reúne as curvas tensão/deformação obtidas nos ensaios e as tabelas.

Os valores dos módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson, apresentados na Tabela 4.1, foram calculados entre os níveis de tensão 2 e 10 MPa, e os seus valores médios, apresentados na Tabela 4.5, foram obtidos expurgando-se os valores máximo e mínimo, sendo esses valores médios os utilizados na simulação numérica.

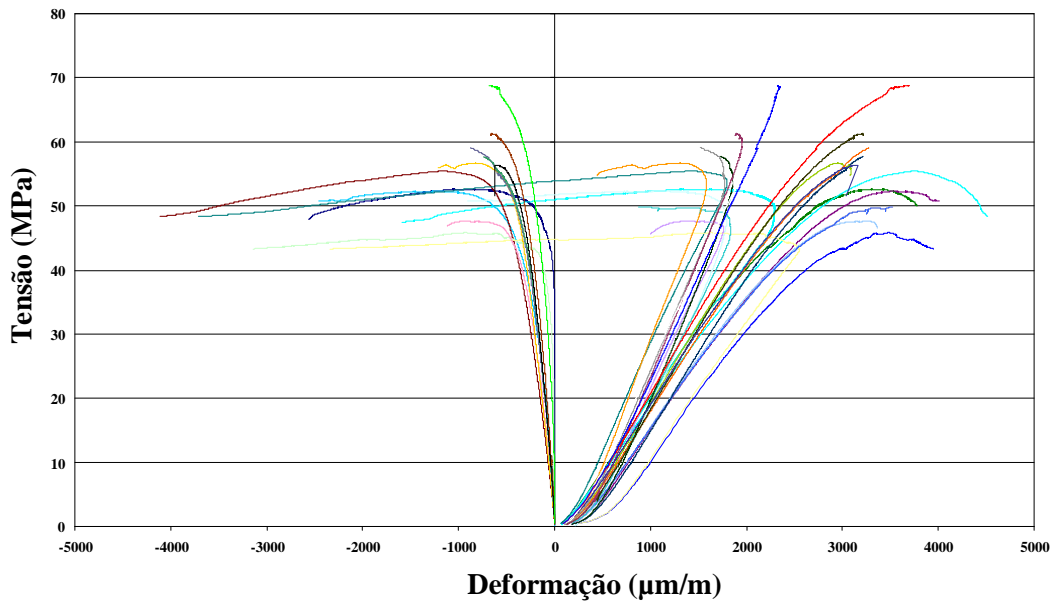


Figura 4.39 – Curvas tensão/deformação dos quatorze ensaios realizados com corpos-de-prova cilíndricos.

Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial.

Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Módulo de Poisson (ν)
52,6	21,6	0,00
52,3	21,3	0,07
55,5	19,9	0,14
45,8	17,7	0,01
47,6	19,4	0,11
49,8	18,9	0,09
56,7	21,4	0,14
59,1	20,4	0,09
57,8	19,9	0,09
61,3	21,0	0,08
56,4	20,8	0,09
53,6	20,0	0,11
68,8	22,2	0,00
53,8	20,0	Não obtido.

Tabela 4.6 – Tratamento estatístico dos dados da Tabela 4.1.

	Valor médio	Desvio Padrão	Valor Máximo	Valor Mínimo
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	54,7	3,7	68,8	45,8
Módulo de elasticidade (GPa)	20,3	1,0	22,2	17,7
Coefficiente de Poisson	0,08	0,02	0,14	0,00

A utilização desses valores em uma análise de sensibilidade reduziu as hipóteses originais de comparação entre os resultados das simulações numéricas e os ensaios em blocos isotrópicos,

transversalmente isotrópicos e ortotrópicos, unicamente ao primeiro caso uma vez que há a impossibilidade executiva de moldagem dos dois últimos meios em moldes cilíndricos, a exemplo do que foi feito para o bloco isotrópico.

4.2.3 DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO PLACA DE AÇO-ARGAMASSA

Como forma de subsidiar a simulação numérica dos ensaios triaxiais dos blocos contendo células em seu interior, foi determinado o parâmetro correspondente ao ângulo de atrito da interface superfície do bloco de argamassa e placas de aço empregadas nos ensaios.

As determinações foram conduzidas aplicando-se quatro tensões normais em cada bloco ensaiado, compondo-se assim um conjunto de quatro tensões de cisalhamento para cada tensão normal aplicada. As tensões normais aplicadas foram de 1,0, 1,5, 2,0 e 2,5 MPa. Adicionalmente foram ensaiados dois blocos menores com tensões normais de 3,0 e 4,0 MPa.

As Figuras 4.40 a 4.43 apresentam as curvas correspondentes a esses ensaios.

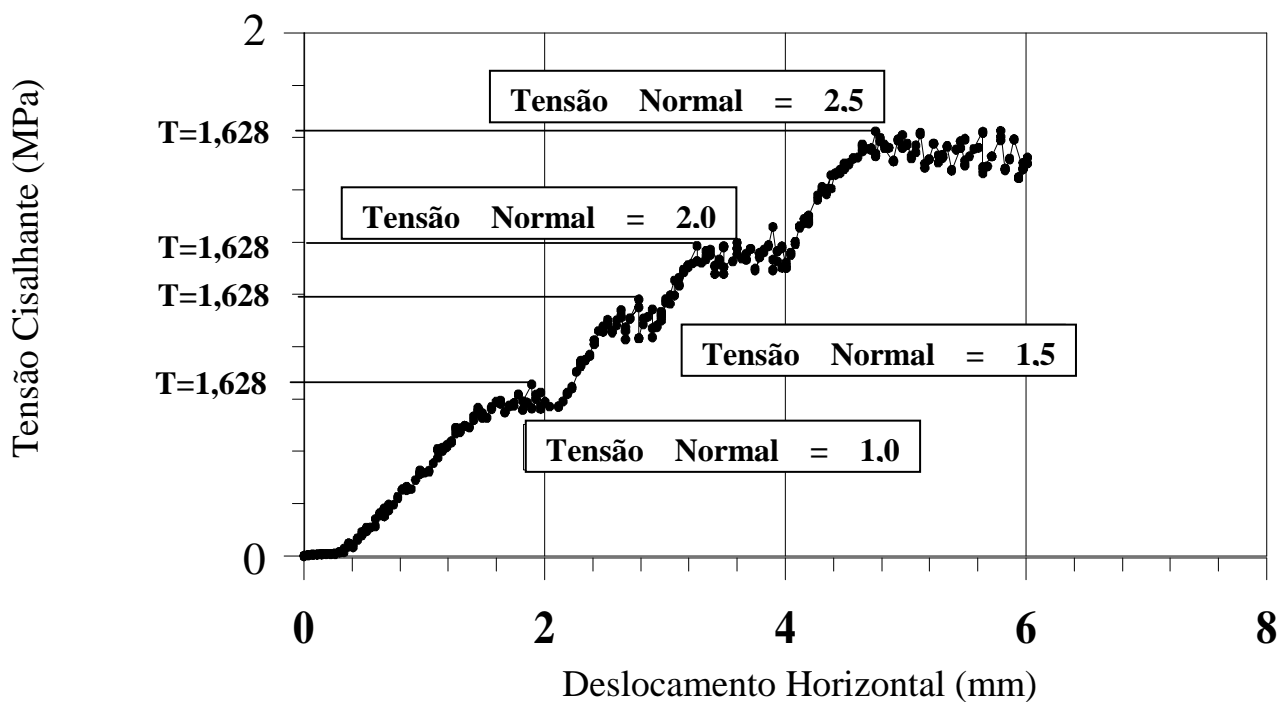


Figura 4.40 – Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão de Cisalhamento.

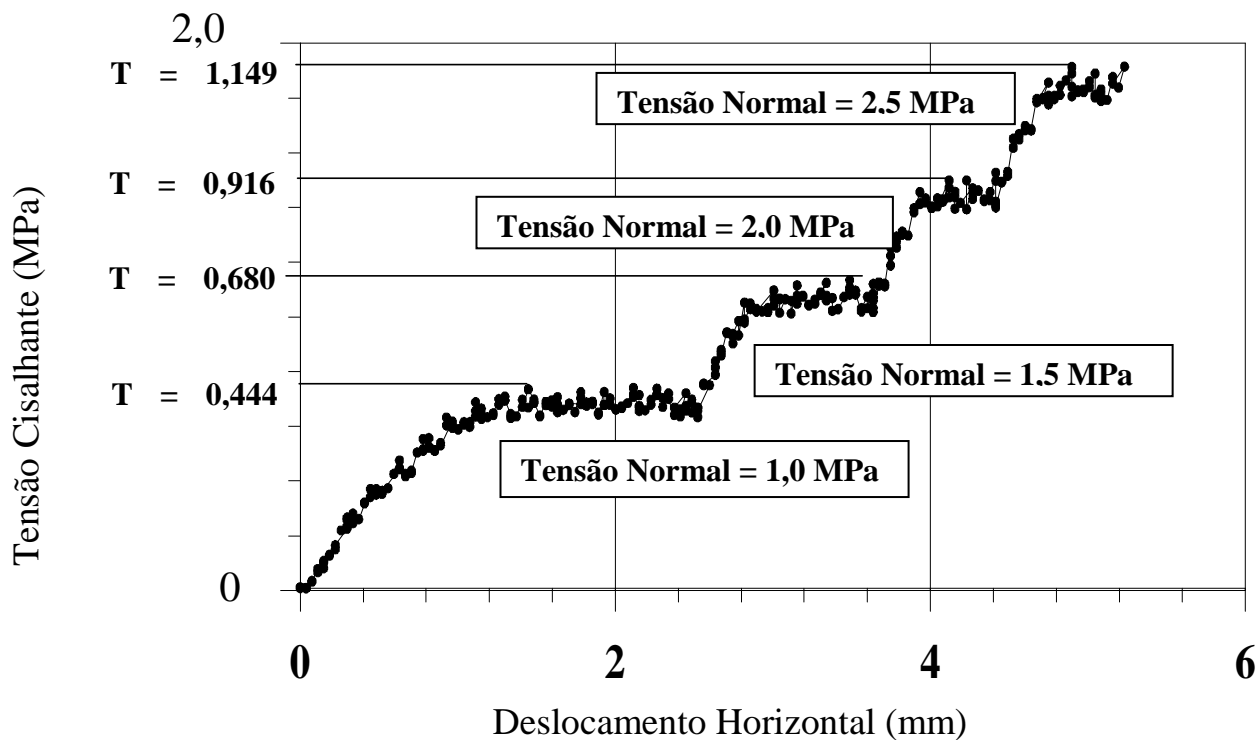


Figura 4.41 – Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão de Cisalhamento.

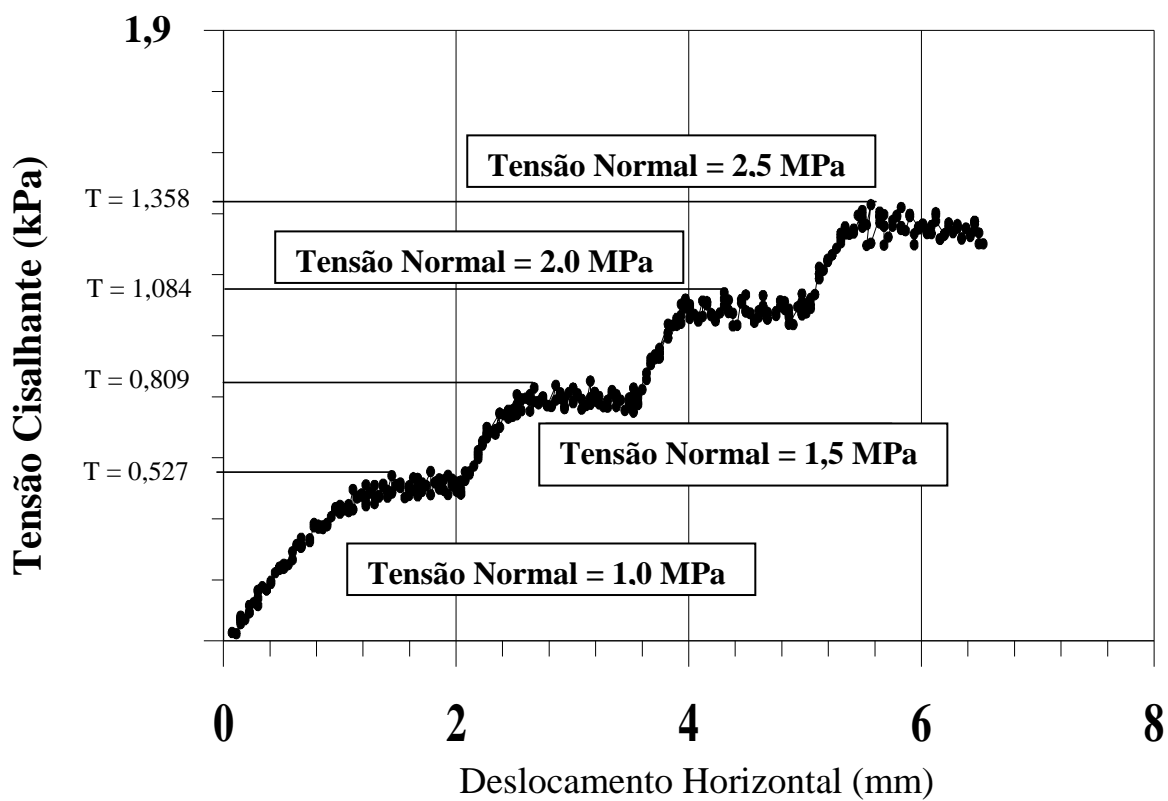


Figura 4.42 – Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão de Cisalhamento.

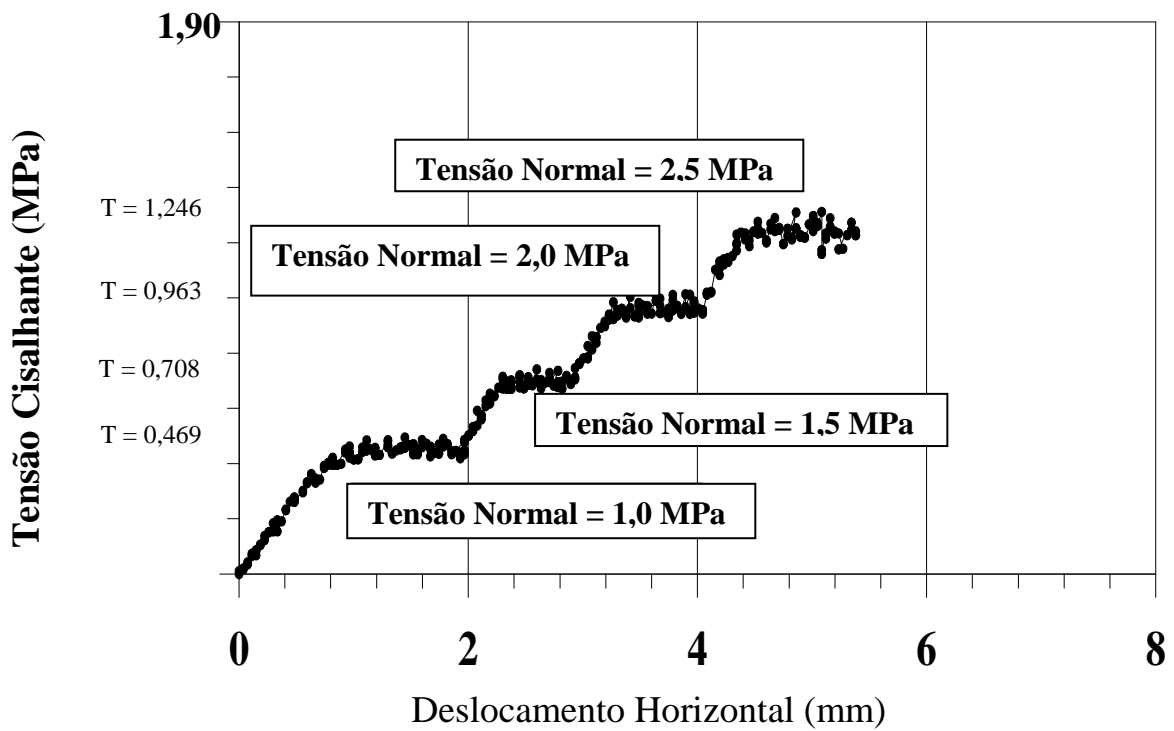


Figura 4.43 - Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão de Cisalhamento.

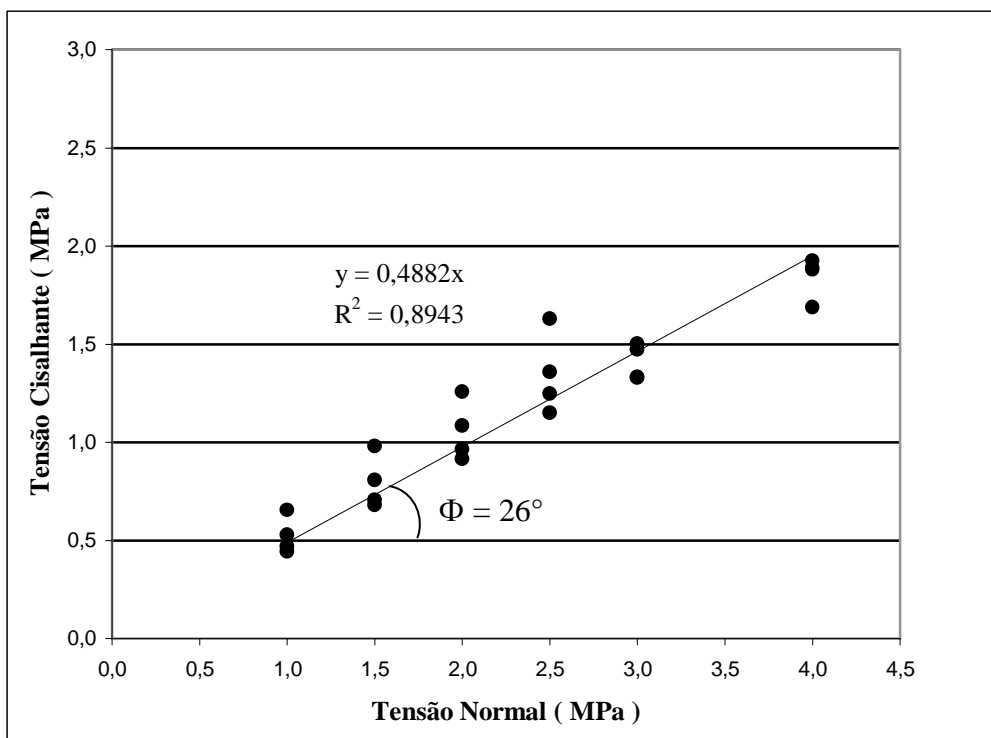


Figura 4.44 – Envoltória de resistência com indicação do ângulo de atrito da interface bloco/placa de aço.

Este resultado conduziu ao uso de membranas de neoprene fretado untadas com vaselina interpostas entre as faces dos blocos e as placas de aço que transferiam as solicitações de forma minimizar o coeficiente de atrito, razão pela qual esse parâmetro não foi inserido na simulação numérica.

4.2.4 ENSAIOS EM BLOCOS CONTENDO CÉLULAS TRIAXIAIS

Ensaio triaxiais cíclicos foram executados em bloco isotrópico, transversalmente isotrópico e ortotrópico para a avaliação da sensibilidade das células triaxiais e, para tanto, o nível máximo de tensão foi mantido intencionalmente baixo, 2 MPa. As Figuras 4.45, 4.46 e 4.47 apresentam os gráficos tensão/deformação com as respostas dos 12 extensômetros de cada célula inserida nesses meios.

Observa-se que para o meio isotrópico a deformação máxima medida foi de 350 $\mu\text{m}/\text{m}$, para o meio transversalmente isotrópico 115 $\mu\text{m}/\text{m}$ e 5700 $\mu\text{m}/\text{m}$ para o meio ortotrópico. Nota-se também a existência de uma não linearidade e de uma histerese, provavelmente decorrentes do desenvolvimento de microfissuras durante os ensaios e da inserção dos elementos destinados a gerar anisotropia.

Não foi possível estabelecer uma comparação com células congêneres de outras instituições uma vez que os dados mencionados na bibliografia consultada não estipulam as condições em que foram conduzidos esses ensaios nem os níveis de tensão em que as sensibilidades das células foram obtidas (Amadei *et al*, 1997).

Mesmo não tendo sido obtido um contraste significativo para as propriedades elásticas segundo direções distintas as figuras mencionadas acima possibilitam a visualização de respostas distintas registradas pelas células quando incorporadas a meios isotrópico, transversalmente isotrópico e ortotrópico.

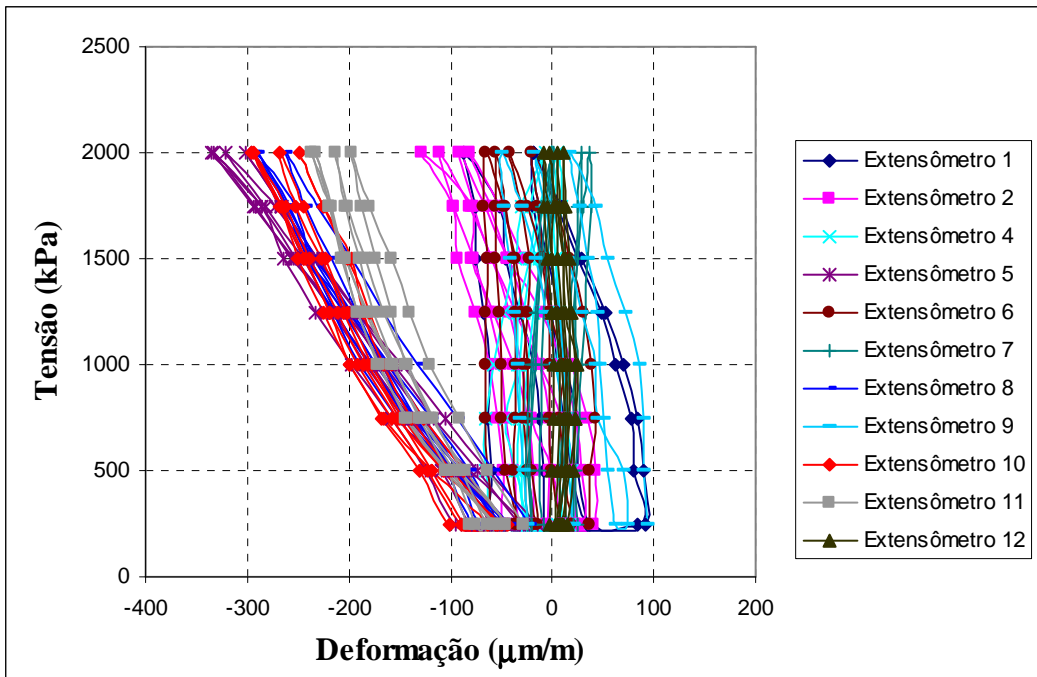


Figura 4.45 – Ensaio triaxial cíclico em bloco isotrópico contendo célula triaxial.

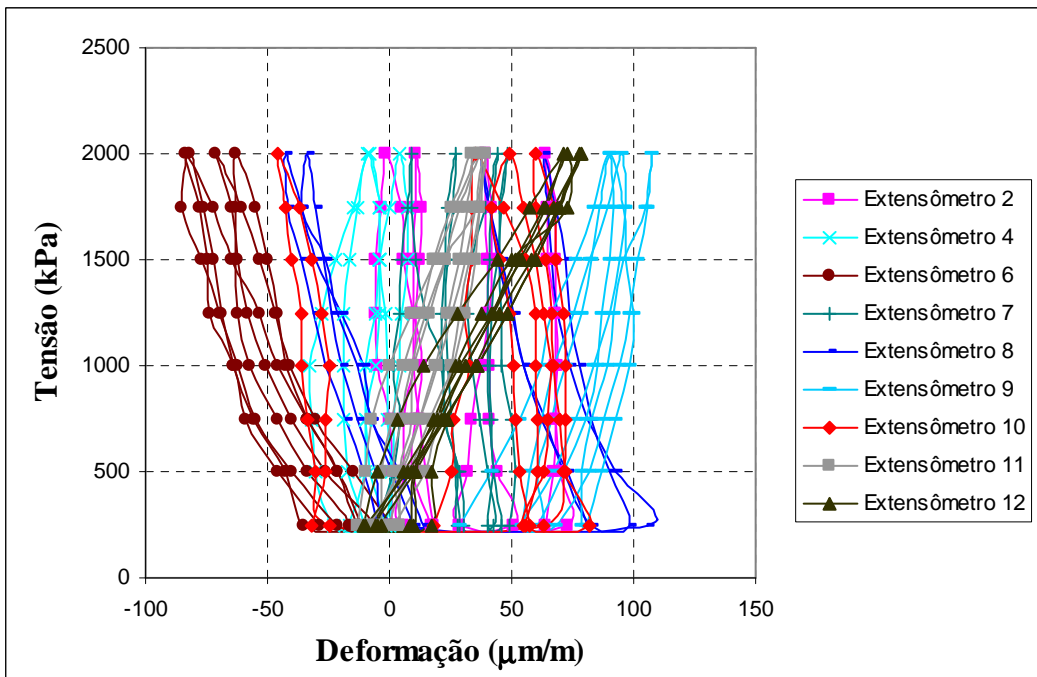


Figura 4.46 – Ensaio triaxial cíclico em bloco transversalmente isotrópico contendo célula triaxial.

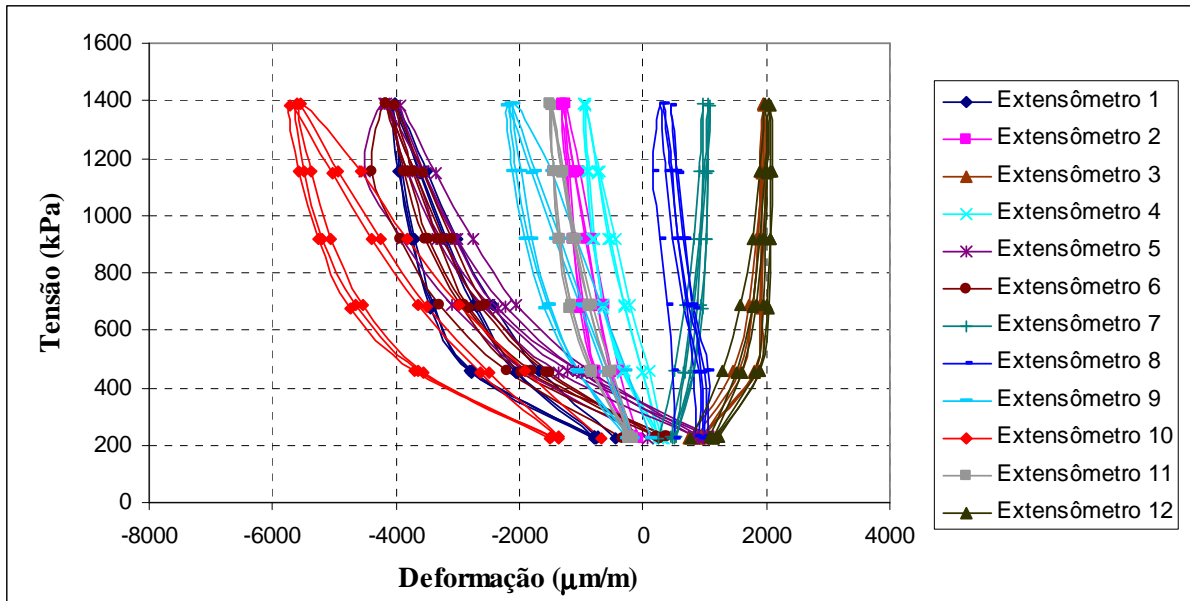


Figura 4.47 – Ensaio triaxial cíclico em bloco ortotrópico contendo célula triaxial.

4.2.5 ENSAIOS DE SOBREFURAÇÃO

Após os ensaios cíclicos anteriormente descritos foram executados os ensaios de sobrefuração sob condições triaxiais de tensões em que $v_{xx} = 4$ MPa, $v_{yy} = 2$ MPa e $v_{zz} = 1$ MPa. As Figuras 4.48, 4.49 e 4.50 mostram o registro das deformações à medida que o procedimento de sobrefuração avança. A linha interrompida vertical indica a posição das rosetas e o início da liberação das deformações. As deformações finais, estabilizadas, são as utilizadas nos cálculos das tensões.

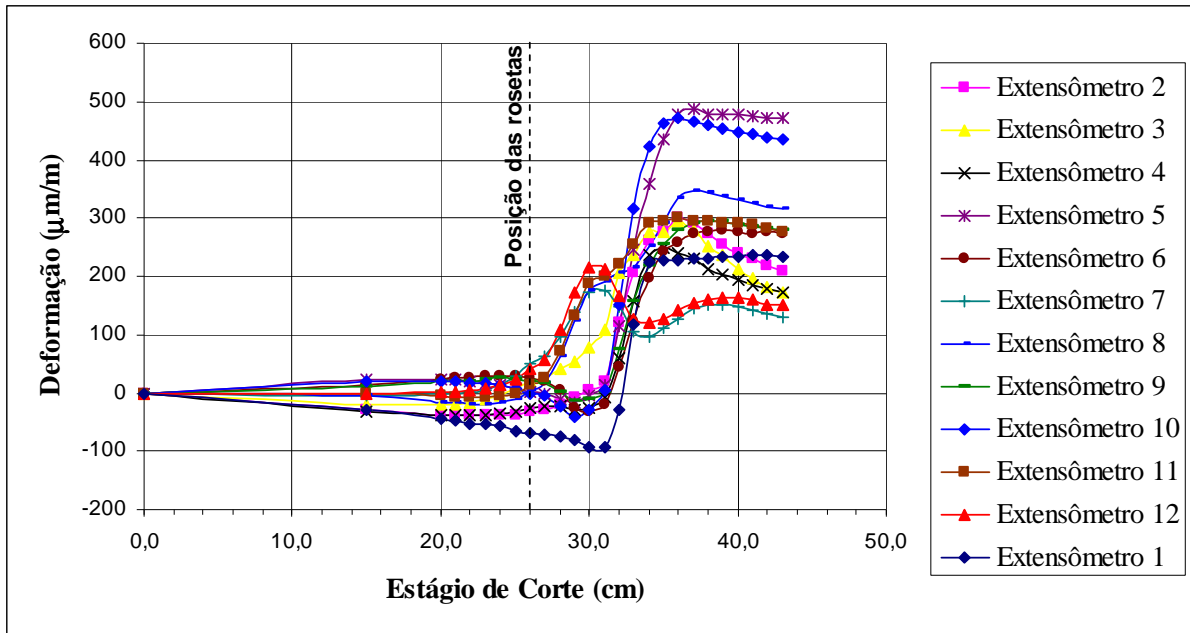


Figura 4.48 – Ensaio de sobrefuração em bloco isotrópico contendo célula triaxial.

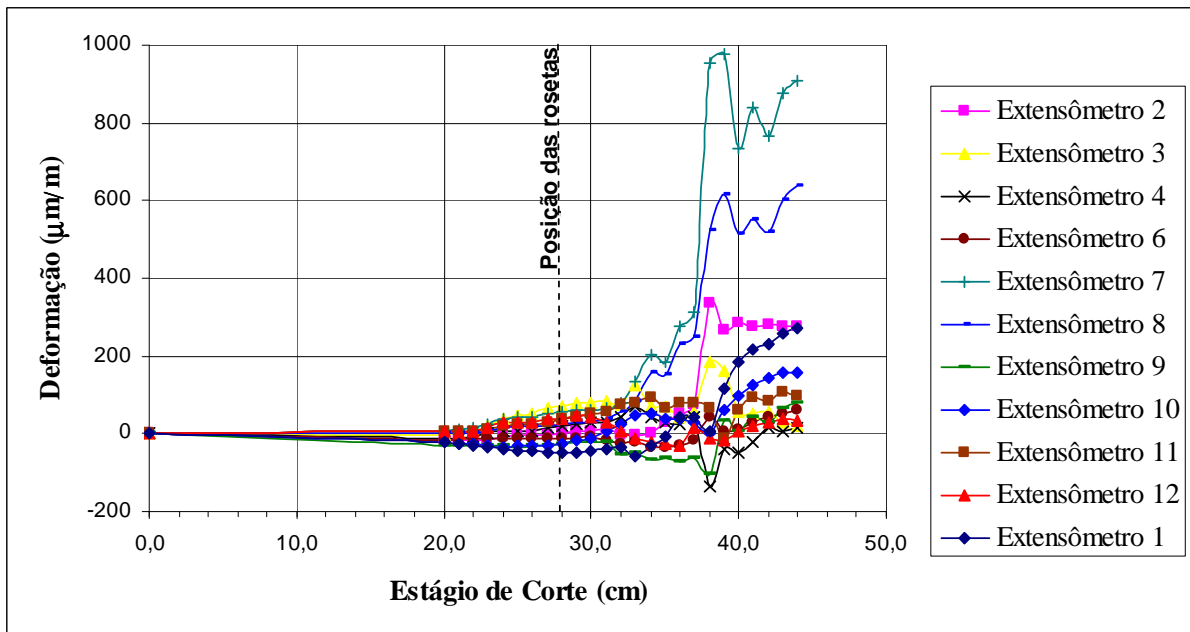


Figura 4.49 – Ensaio de sobrefuração em bloco transversalmente isotrópico contendo célula triaxial.

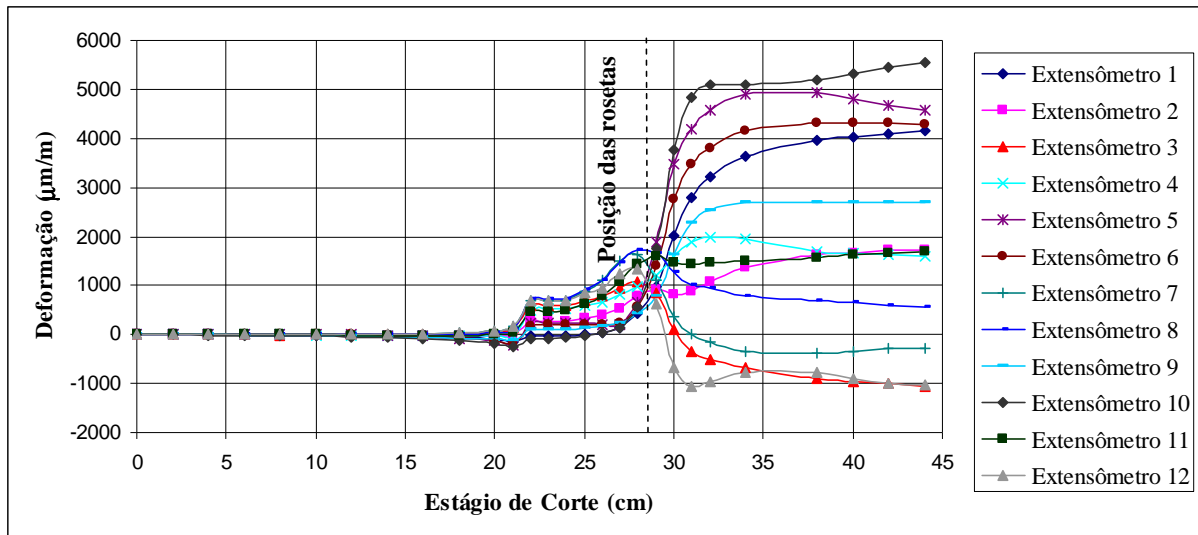


Figura 4.50 – Ensaio de sobrefuração em bloco ortotrópico contendo célula triaxial.

Com os valores estabilizados foi possível elaborar a Tabela 4.7 que contém os valores das deformações medidas. Trata-se, portanto de deformações originadas por tensões perturbadas devido às concentrações que ocorrem nas proximidades do furo, sendo necessária alguma intervenção adicional para a obtenção do estado de tensões longínquo ou seja, aquelas aplicadas na fronteira do ensaio, as faces do bloco. Tal abordagem foge ao escopo do projeto que tem como foco o desenvolvimento e avaliação da célula triaxial.

Tabela 4.7 – Deformações medidas em blocos simulando diversos meios.

Roseta	Extensômetro / Ângulo com o Eixo Longitudinal da Célula (°)	Bloco isotrópico	Bloco transversalmente isotrópico	Bloco ortotrópico
		Medida (µm/m)	Medida (µm/m)	Medida (µm/m)
0°	1 (0°)	232	289	4249
	2 (45°)	198	280	1768
	3 (90°)	156	8	-1130
	4 (135°)	168	13	1597
120°	9 (30°)	276	87	2723
	10 (15°)	434	179	5746
	11 (60°)	276	97	1693
	12 (75°)	148	22	-1229
240°	5 (15°)	472	0	4391
	6 (30°)	271	72	4213
	7 (75°)	120	897	-317
	8 (60°)	304	624	419

Mesmo sem conseguir uma anisotropia acentuada no que tange às propriedades elásticas dos blocos, as células responderam com medidas diferenciadas entre os três meios simulados como se observa na Tabela 4.7.

4.2.6 ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO DA TEMPERATURA

A redução do diâmetro de sobrefuração de SW para HW, proposta desse trabalho, faz com que a ferramenta de corte opere mais próxima às rosetas extensométricas, podendo gerar temperaturas que induzirão deformações espúrias. Nesse sentido foram conduzidos diversos testes para esclarecer essa pendência.

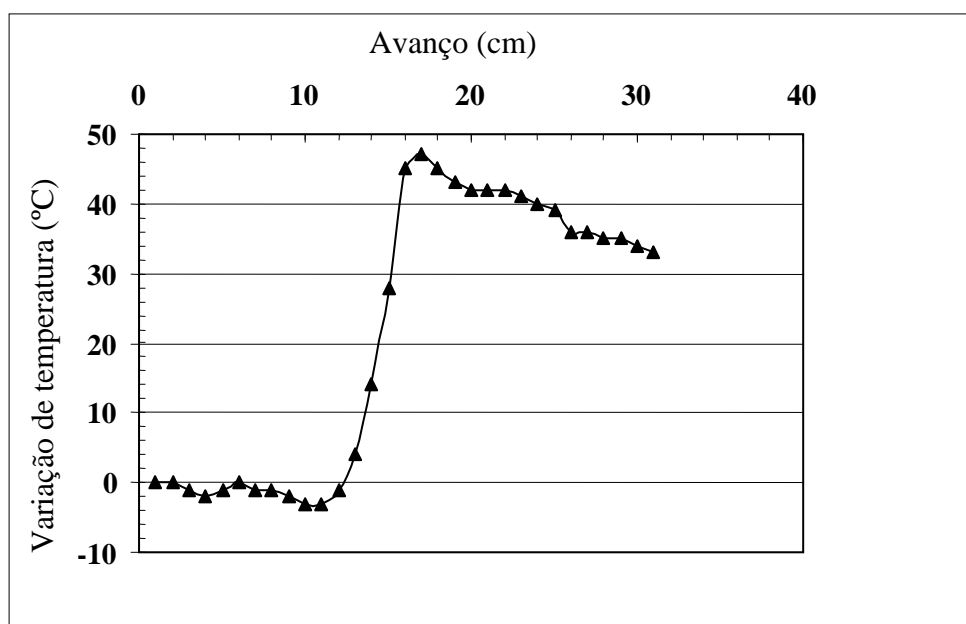


Figura 4.51 – Variações de temperatura registradas pelo termopar instalado na primeira versão da célula triaxial durante a sobrefuração em teste in situ.

A variação de temperatura medida pelo termopar instalado na célula, Fig. 4.51, situou-se em torno de 50 °C, o que exigiu medidas adicionais para a correção dos resultados em testes futuros de forma a se expurgar as deformações induzidas pela temperatura originada durante a sobrefuração.

Neste sentido foram conduzidos testes em laboratório com a verificação das leituras do sensor de temperatura da célula e um sensor padrão. Os primeiros ensaios foram realizados em câmara climática (Figuras 4.52 e 4.53).

As leituras das temperaturas foram feitas com a sonda MSI 073901, alimentada com energia elétrica pela fonte AGILENT. O controle de temperatura utilizou os seguintes equipamentos:

- Câmara climática, fabricante Visomes, faixa de temperatura de 10 °C a 60 °C, faixa de umidade 20 % ur a 90% ur (a umidade durante as leituras situou-se em 60 % ur aproximadamente);
- Padrão de temperatura, termômetro de Resistência de Platina (TRP) tipo PT-100, faixa de -30 °C a 300 °C acoplado a indicador digital ECIL, modelo Cappel 10, 355-9-17233.

Tabela 4.8 – Temperaturas medidas na câmara climática e na célula triaxial A.

Célula triaxial A			
Medição	Temperatura na câmara (°C)	Temperatura na célula (°C)	Diferença entre temperaturas (°C)
1	20,0	27,5	7,5
2	22,9	30,5	7,6
3	26,0	33,4	7,4
4	28,9	36,6	7,7
5	31,9	39,7	7,8
6	34,8	42,6	7,8
7	37,9	45,7	7,8
8	40,5	47,9	7,4
9	44,4	52,2	7,8
10	47,2	54,7	7,5
11	50,1	57,5	7,4
12	53,0	60,7	7,7

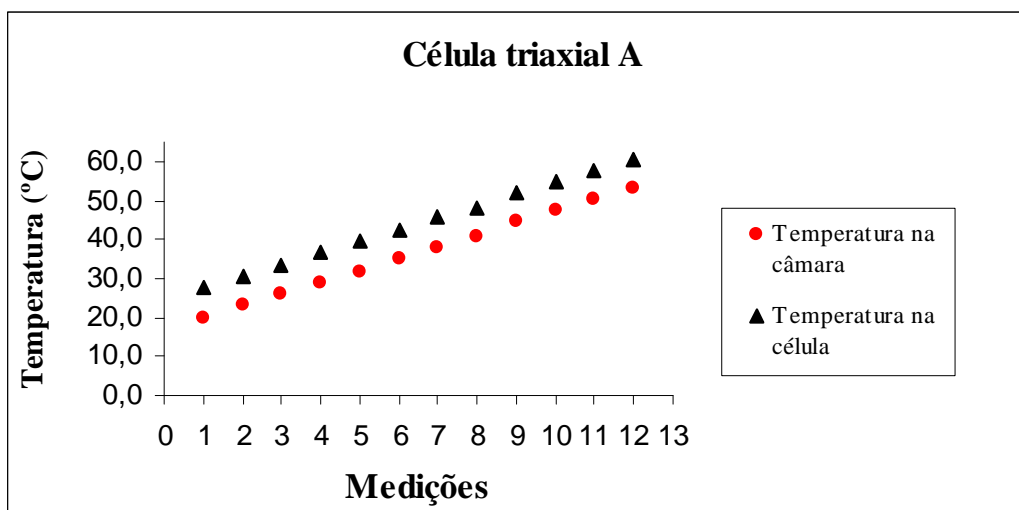


Figura 4.52 – Distribuição das temperaturas na câmara climática e na célula triaxial.

Tabela 4.9 – Temperaturas medidas na câmara climática e na célula triaxial B.

Célula triaxial B			
Medição	Temperatura na câmara (°C)	Temperatura na célula (°C)	Diferença entre temperaturas (°C)
1	20,2	28,5	8,3
2	23,2	31,6	8,4
3	26,1	34,4	8,3
4	29,0	37,4	8,4
5	32,0	40,5	8,5
6	35,0	43,4	8,4
7	38,0	46,6	8,6
8	41,0	49,3	8,3
9	44,2	52,6	8,4
10	47,1	54,9	7,8
11	50,1	57,8	7,7
12	52,9	60,7	7,8

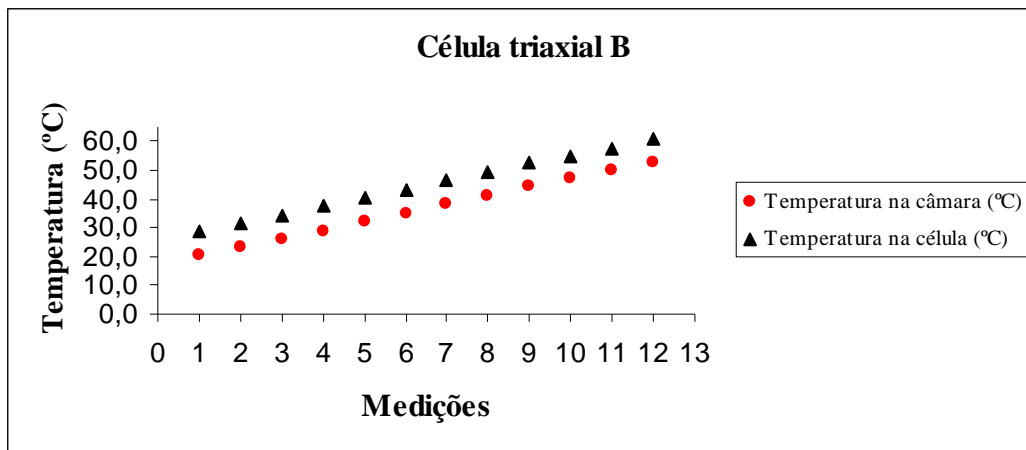


Figura 4.53 - Distribuição das temperaturas na câmara climática e na célula triaxial.

Estes resultados apontam para a necessidade de testes prévios em cada célula triaxial individualmente para o conhecimento de seu comportamento, linear ou não, perante variações de temperatura.

4.2.7. ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DO EFEITO ESCALA

Os ensaios de compressão uniaxial destinados a avaliar o efeito escala mencionados no capítulo anterior conduziram às curvas tensão *versus* deformação apresentadas nas Figuras 4.54 a 4.58 e sintetizados na Tabela 4.14.

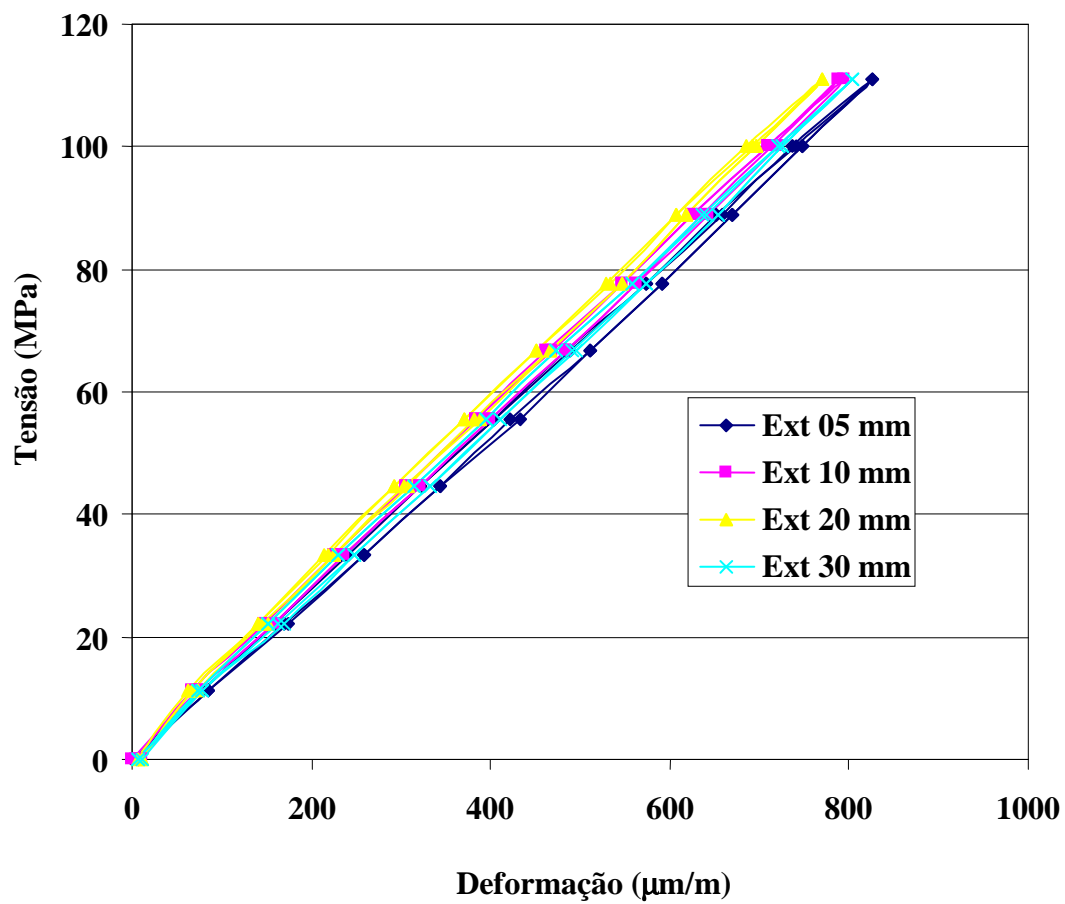


Figura 4.54 – Curvas tensão x deformação para o basalto maciço.

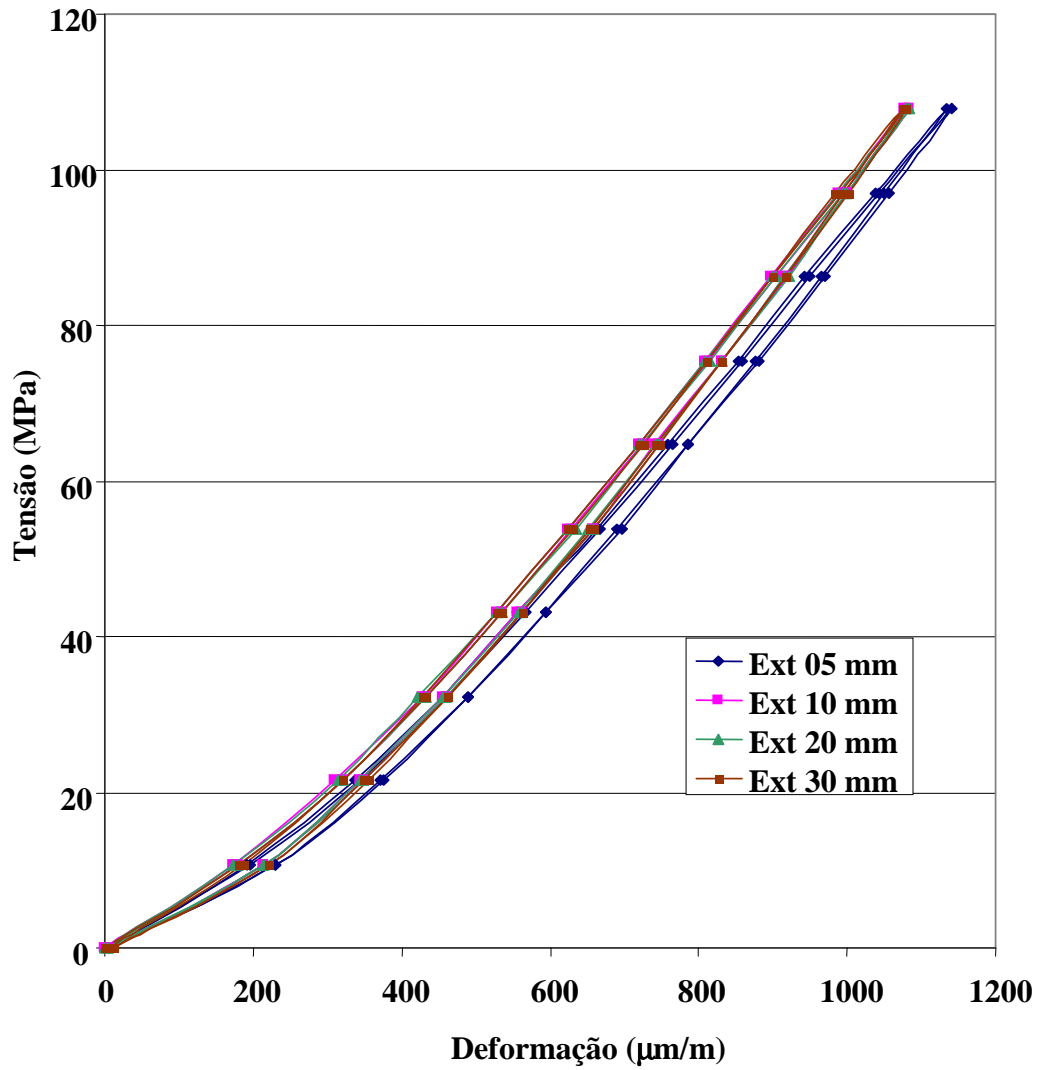


Figura 4.55 – Curvas tensão x deformação para o granito Serra da Mesa.

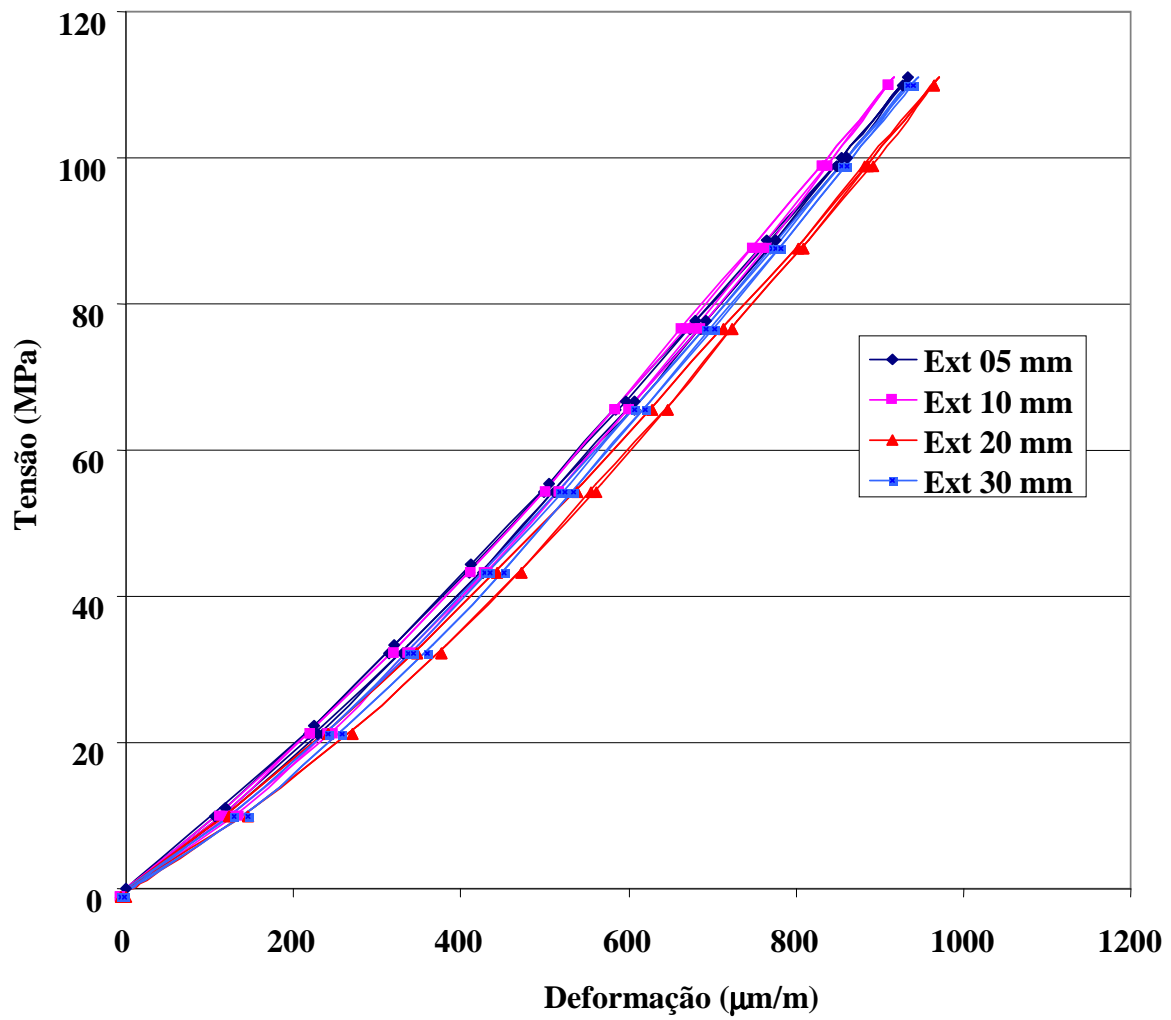


Figura 4.56 – Curvas tensão x deformação para o granito porfirítico.

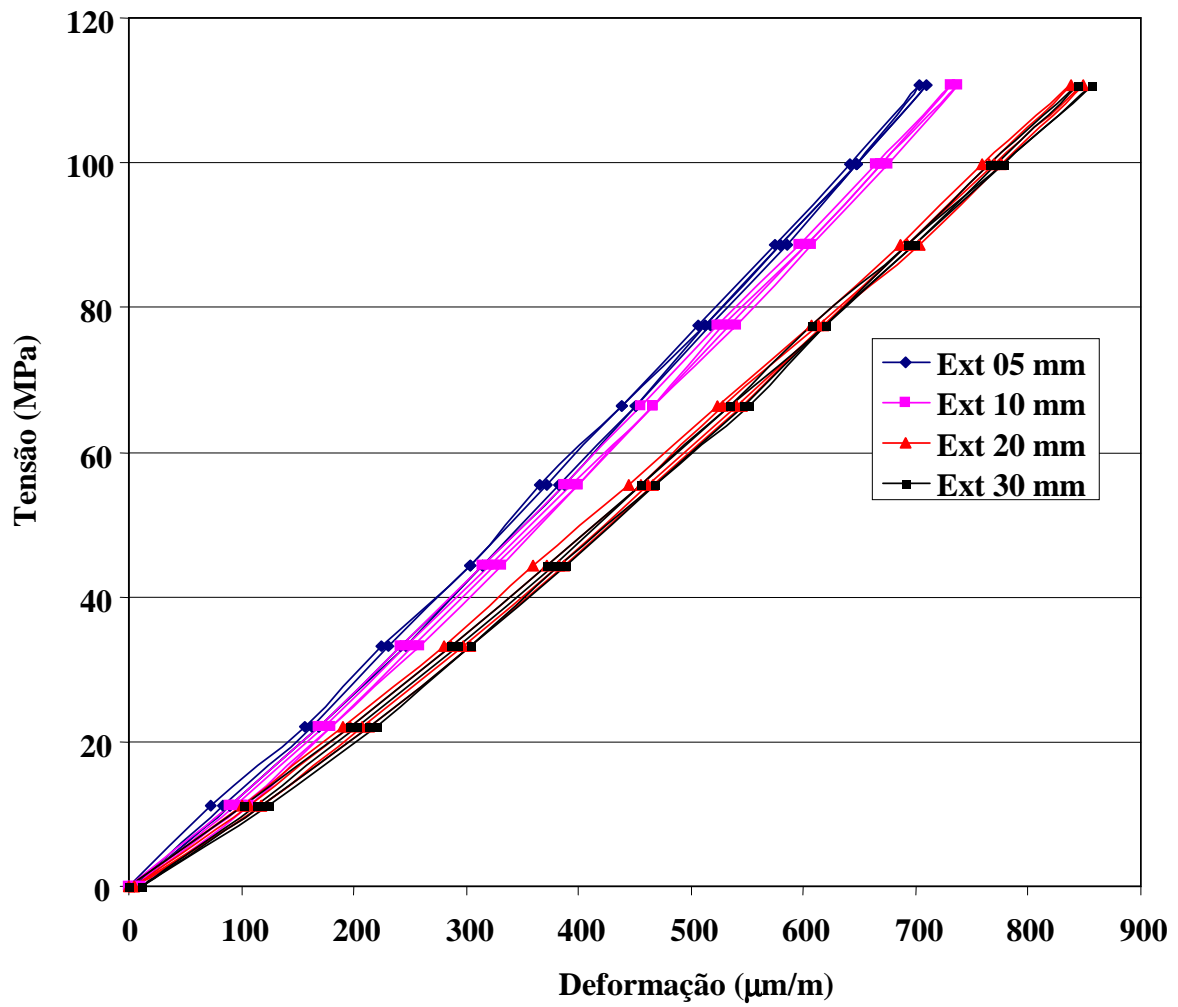


Figura 4.57 – Curvas tensão x deformação para o granito vermelho.

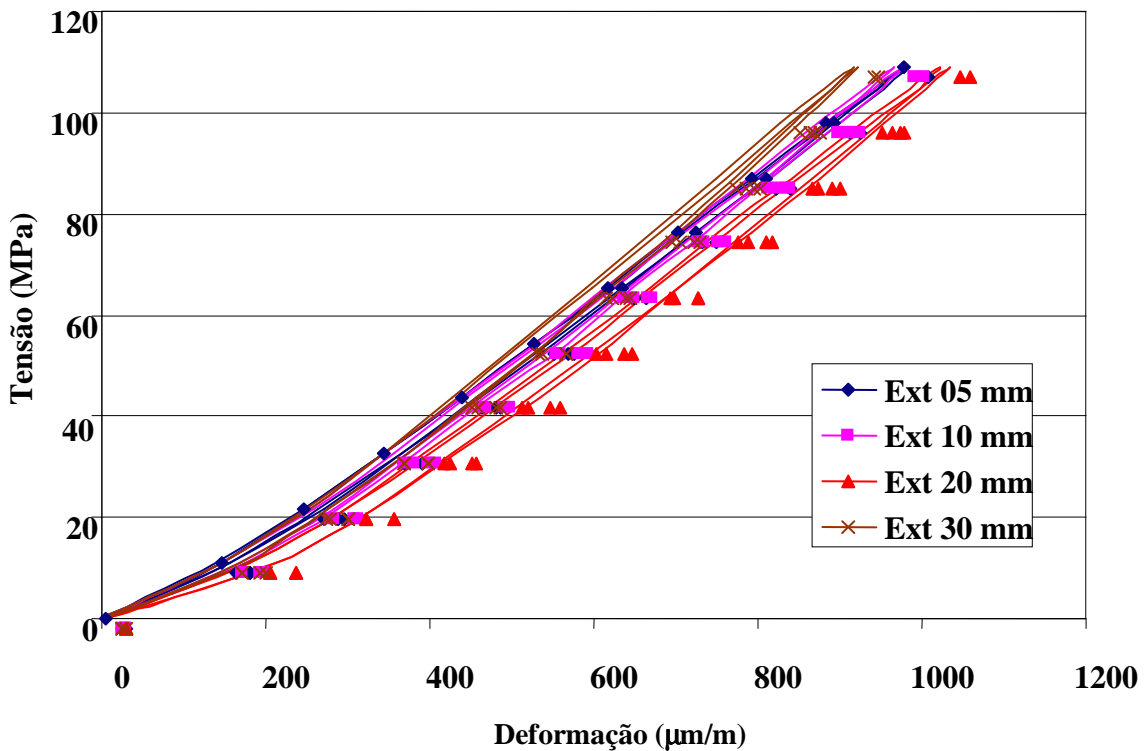


Figura 4.58 – Curvas tensão x deformação para o granito azul microfissurado.

As medições das dimensões dos cristais efetuadas com microscópio estão sintetizadas nas Tabelas 4.12 a 4.14, com o fator escala sendo apresentado na Tabela 4.15.

As envoltórias apresentadas na Fig. 4.60 possibilitam a realização de estudos paramétricos dentro do intervalo de variação do módulo de elasticidade E , e por extensão também do coeficiente de Poisson ν , para uma dada relação L/D , contribuindo assim para a avaliação das incertezas decorrentes da variação dessas constantes elásticas quando utilizadas no cálculo das tensões *in situ*.

Tabela 4.10 – Dimensão média dos cristais obtidas em lâmina petrográfica.

Tipo litológico	Total de medições	Dimensão média dos cristais - D (mm)
Basalto Maciço	698	0,085
Granito Serra da Mesa	586	0,315
Granito Porfirítico	350	0,680
Granito Vermelho	455	0,650
Granito Azul Microfissurado	292	0,470

Tabela 4.11 – Relação entre o comprimento do extensômetro e a dimensão média dos cristais.

Comprimento do extensômetro L (mm)	Comprimento do extensômetro L /Dimensão média dos cristais D (mm/mm)			
	L=05	L=10	L=20	L=30
Basalto Maciço	58,8	117,6	235,3	352,9
Granito Serra da Mesa	15,8	31,7	63,5	95,2
Granito Porfirítico	7,3	14,7	29,4	44,1
Granito Vermelho	7,7	15,4	30,7	46,1
Granito Azul Microfissurado	10,6	21,2	42,5	63,8

Tabela 4.12 – Módulos de elasticidade e comprimentos dos extensômetros.

Tipo litológico	L (mm)	Tensão máxima (MPa)	Tensão mínima (MPa)	Deformação máxima ($\mu\text{m/m}$)	Deformação mínima ($\mu\text{m/m}$)	Módulo de elasticidade (GPa) (*)
Basalto	05	111,15	44,46	827	321	131,8
	10	111,15	44,46	794	305	136,4
	20	111,15	44,46	770	292	139,5
	30	111,15	44,46	804	315	136,4
Granito Serra da Mesa	05	107,85	43,14	1140	567	112,9
	10	107,85	43,14	1083	534	117,8
	20	107,85	43,14	1085	534	117,5
	30	107,85	43,14	1079	535	118,9
Granito Róseo	05	111,01	44,40	933	416	129,6
	10	111,01	44,40	917	417	134,0
	20	111,01	44,40	972	450	128,4
	30	111,01	44,40	943	440	133,2
Granito Vermelho	05	110,80	44,32	709	304	164,1
	10	110,80	44,32	737	321	159,8
	20	110,80	44,32	849	371	139,1
	30	110,80	44,32	856	378	139,1
Granito Azul Microfissurado	05	108,85	43,54	983	438	119,8
	10	108,85	43,54	978	445	122,5
	20	108,85	43,54	1033	494	121,2
	30	108,85	43,54	923	434	133,6

(*) Módulos de elasticidade obtidos entre os limites de tensão/deformação indicados na tabela a partir do carregamento no segundo ciclo para extensômetros com diversos comprimentos de grade (L).

Tabela 4.13 – Fator escala.

Tipo litológico	L (mm)	Módulo de elasticidade (GPa)	Relação L/D	Fator escala
Basalto Maciço	05	131,8	58,8	2,24
	10	136,4	117,6	1,16
	20	139,5	235,3	0,59
	30	136,4	352,9	0,38
Granito Serra da Mesa	05	112,9	15,8	7,14
	10	117,8	31,7	3,71
	20	117,5	63,5	1,85
	30	118,9	95,2	1,24
Granito Porfirítico	05	129,6	7,3	17,75
	10	134,0	14,7	9,11
	20	128,4	29,4	4,36
	30	133,2	44,1	3,02
Granito Vermelho	05	164,1	7,7	21,30
	10	159,8	15,4	10,40
	20	139,1	30,7	4,53
	30	139,1	46,1	3,02
Granito Azul Microfissurado	05	119,8	10,6	11,30
	10	122,5	21,2	5,78
	20	121,2	42,5	2,85
	30	133,6	63,8	2,09

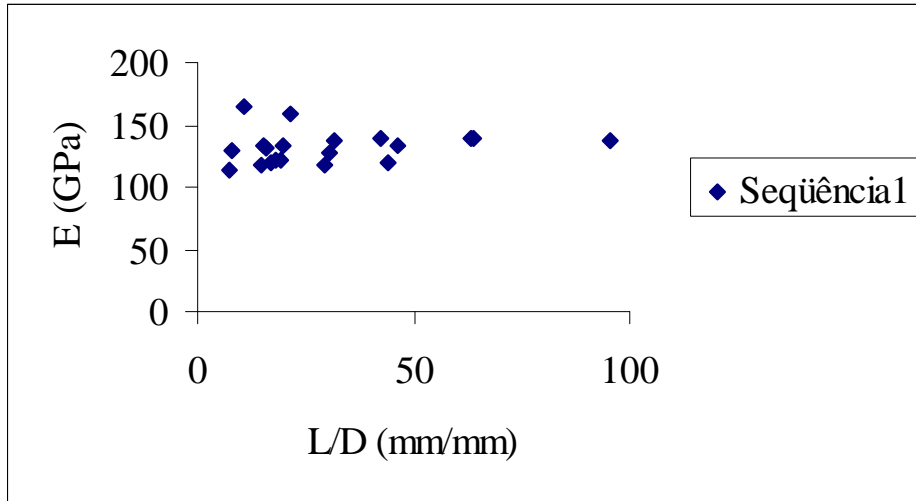


Figura 4.59 – Relação entre o módulo de elasticidade e as dimensões do extensômetro/dimensão média do cristal.

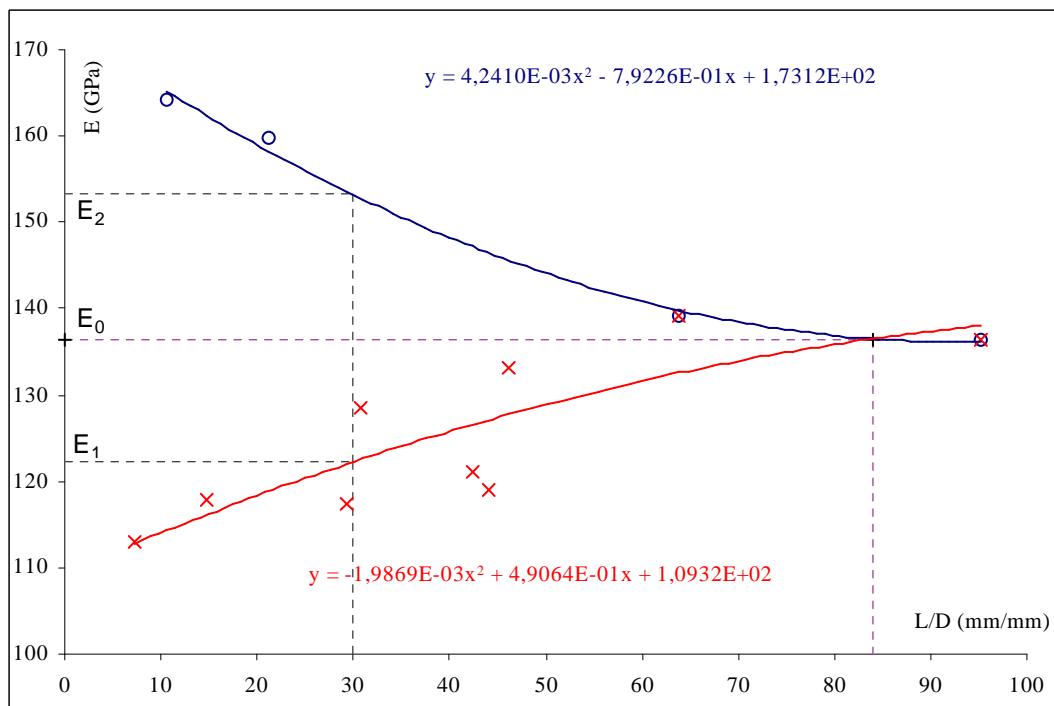


Figura 4.60 – Envoltórias que possibilitam a realização de testes de sensibilidade.

O gráfico da Fig. 4.60 possibilita a realização de testes de sensibilidade variando-se o módulo de elasticidade dentro de um intervalo correspondente a uma dada relação L/D.

4.2.8 RESULTADOS DA SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O BLOCO ISOTRÓPICO

Por meio do programa de computador CaTMiso foram obtidos os tensores de tensão e de deformação apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Tensores das tensões e deformações obtidos com o CaTMiso.

Tensões e Deformações no Maciço		
Elongações Principais ($\times 10^{-6}$)		Tensões Principais (MPa)
$\varepsilon_1=122,39121$		$\sigma_1=3,850308$
$\varepsilon_2=226,972907$		$\sigma_2=5,816057$
$\varepsilon_3=516,389917$		$\sigma_3=11,256024$
Auto Vetores	Azimute (θ) Mergulho (Φ)	Co-senos Diretores Sistema global
\hat{e}_1	$\theta_I=149^\circ 22' 21''$ $\Phi_I=72^\circ 39' 22''$	$\cos \alpha_1 = 0,314371758$ $\cos \beta_1 = -0,933743037$ $\cos \gamma_1 = -0,171156827$
\hat{e}_2	$\theta_{II}=84^\circ 0' 44''$ $\Phi_{II}=-7^\circ 25' 5''$	$\cos \alpha_2 = -0,938541922$ $\cos \beta_2 = -0,332781895$ $\cos \gamma_2 = 0,091623974$
\hat{e}_3	$\theta_{II}=356^\circ 5' 38''$ $\Phi_{II}=15^\circ 35' 11''$	$\cos \alpha_3 = 0,22087321$ $\cos \beta_3 = -0,282530941$ $\cos \gamma_3 = -0,93348351$

4.2.9 RESULTADOS DA MODELAGEM NUMÉRICA

Após as verificações sobre as condições de contorno passou-se à modelagem propriamente dita por meio da definição de um plano normal ao eixo do furo, ou da célula triaxial, passando pelo centro das rosetas de extensômetros. As Figuras 4.61 a 4.69 ilustram os resultados obtidos tanto em relação às tensões quanto em relação às deformações.

Cabe ressaltar que os parâmetros efetivamente medidos pela célula triaxial são as deformações, com as tensões sendo obtidas por meio de uma transformação adequada na qual são inseridos os parâmetros elásticos com as incertezas envolvidas em sua determinação, portanto as medidas que podem ser comparadas num cotejo com os valores obtidos na modelagem numérica são as deformações e não as tensões.

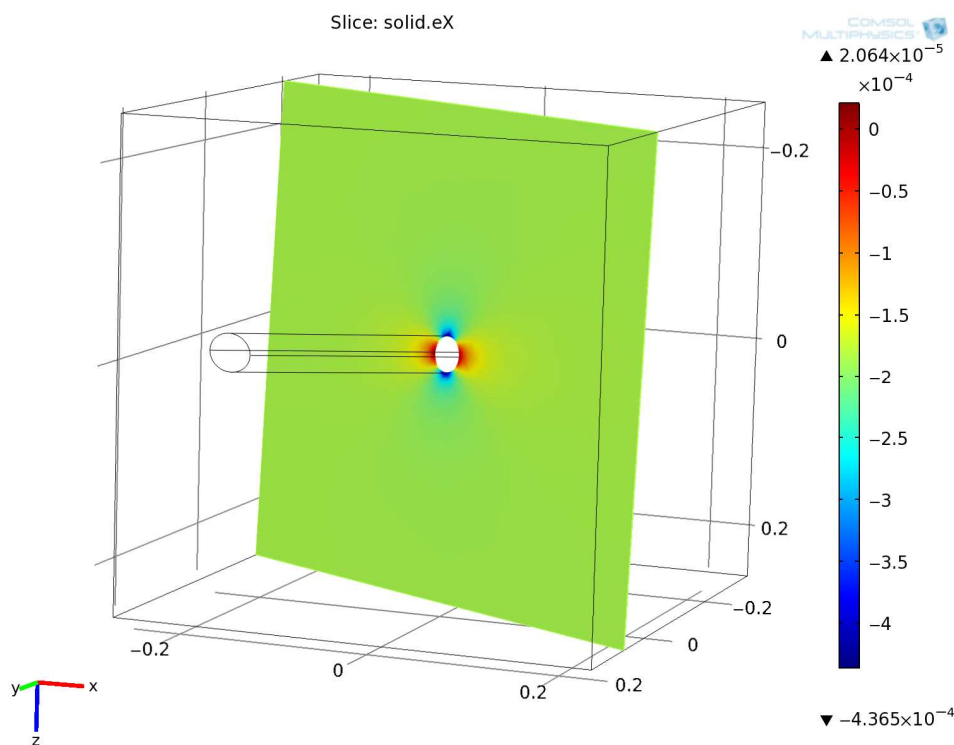


Figura 4.61 – Deformações segundo a direção x próximas às rosetas de extensômetros.

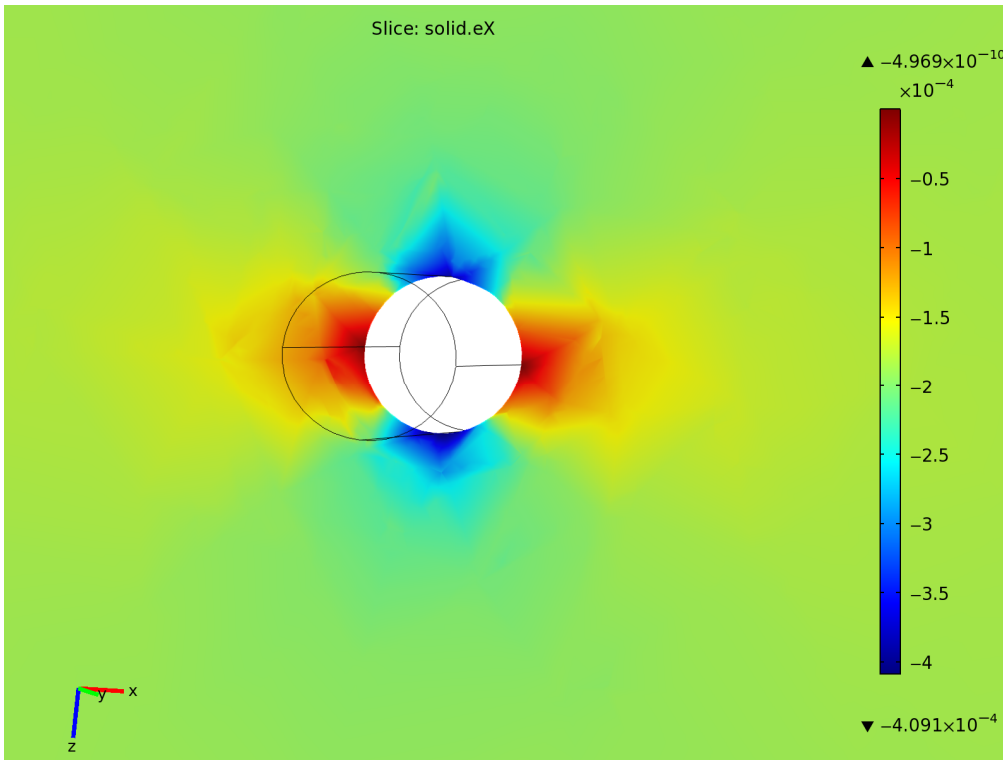


Figura 4.62 – Detalhe da figura anterior.

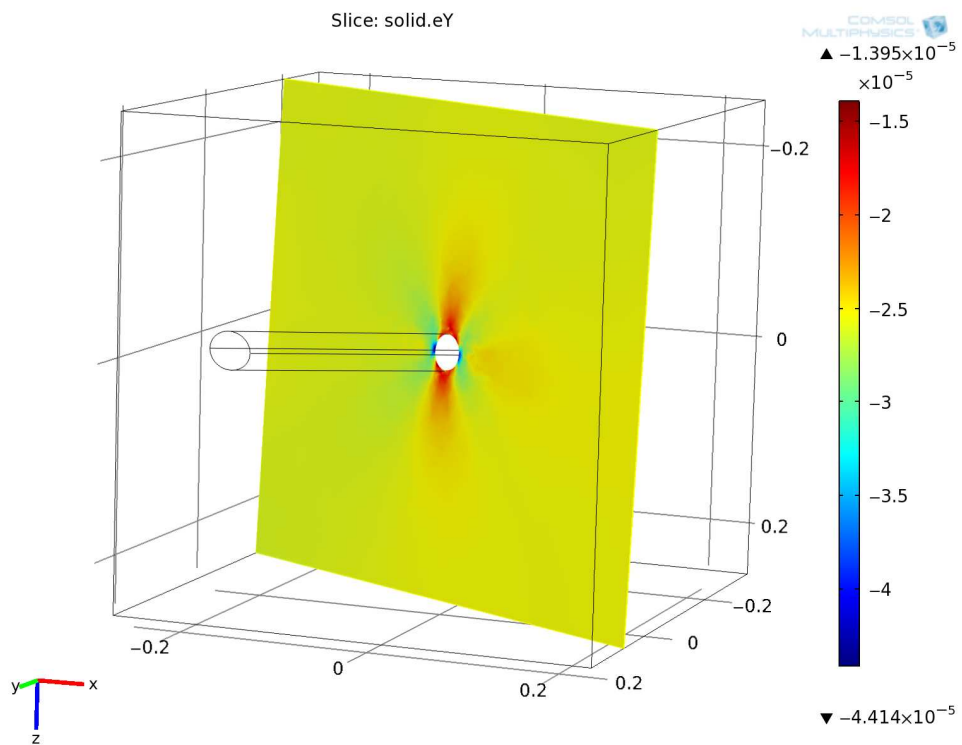


Figura 4.63 – Deformações segundo a direção y próximas às rosetas de extensômetros.

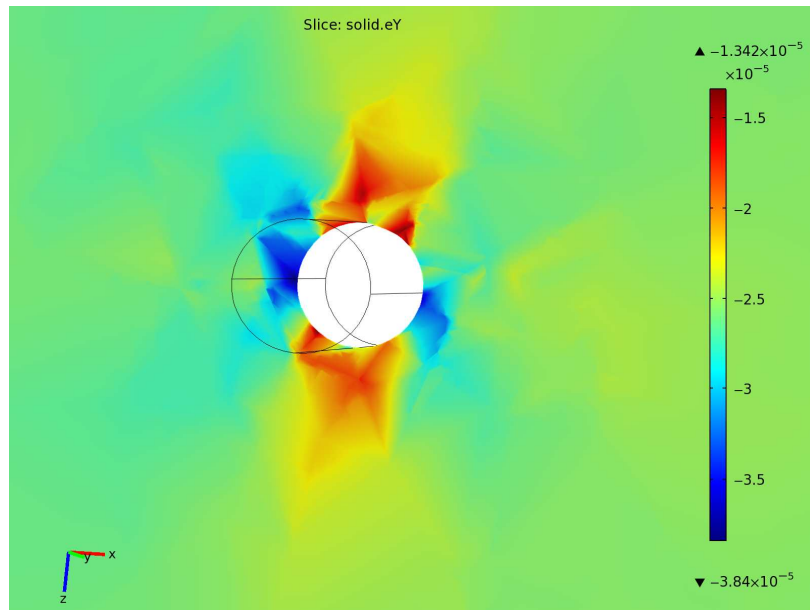


Figura 4.64 – Detalhe da figura anterior.

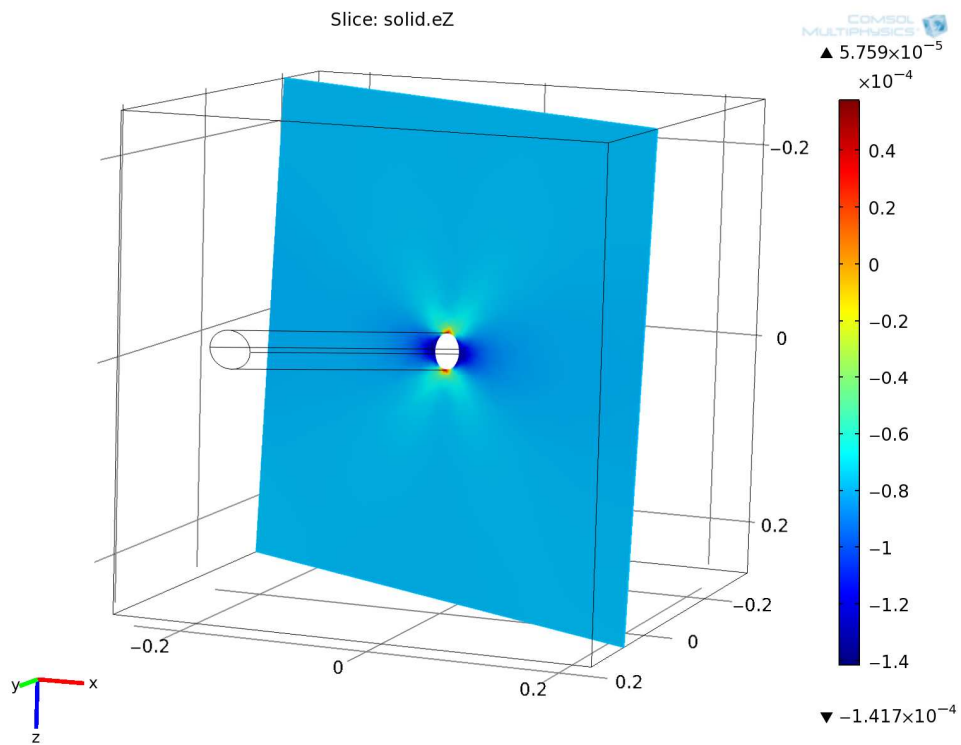


Figura 4.65 – Deformações segundo a direção z próximas às rosetas de extensômetros.

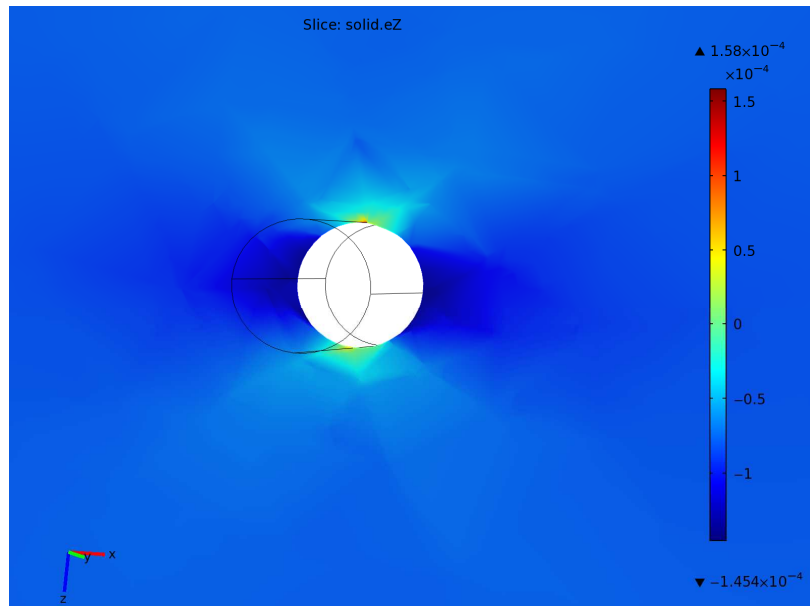


Figura 4.66 – Detalhe da figura anterior.

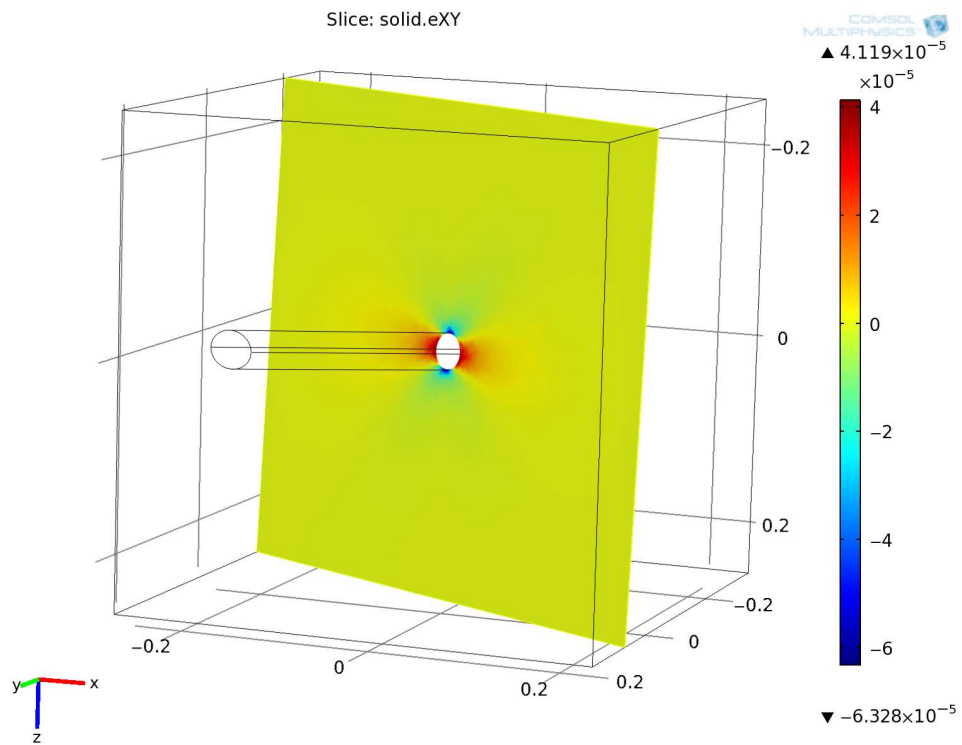


Figura 4.67 – Deformações no plano xy próximas às rosetas de extensômetros.

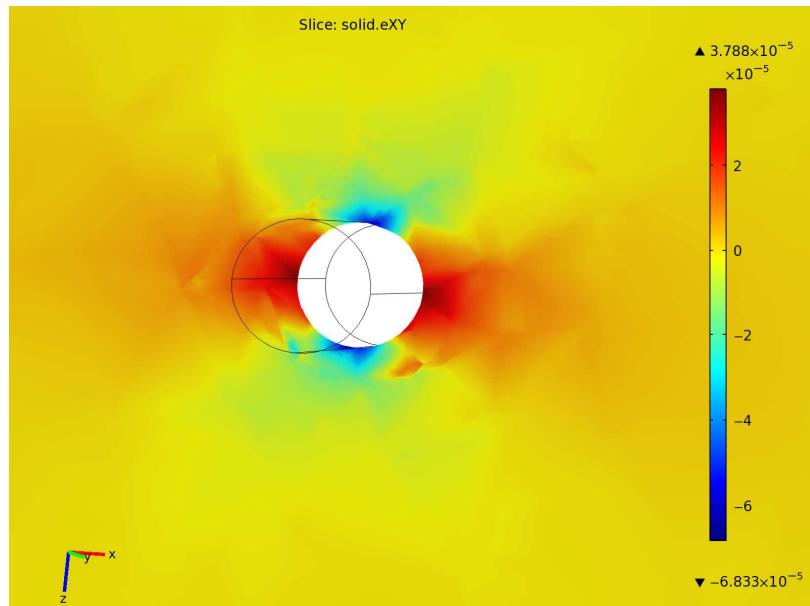


Figura 4.68 – Detalhe da figura anterior.

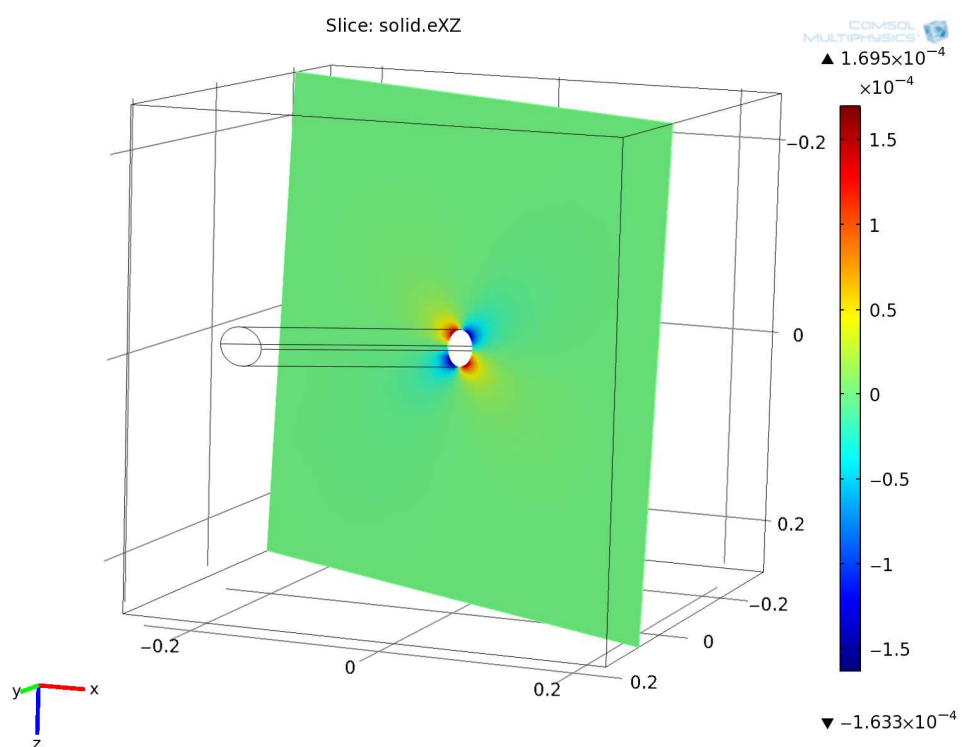


Figura 4.69 – Deformações no plano xz próximas às rosetas de extensômetros.

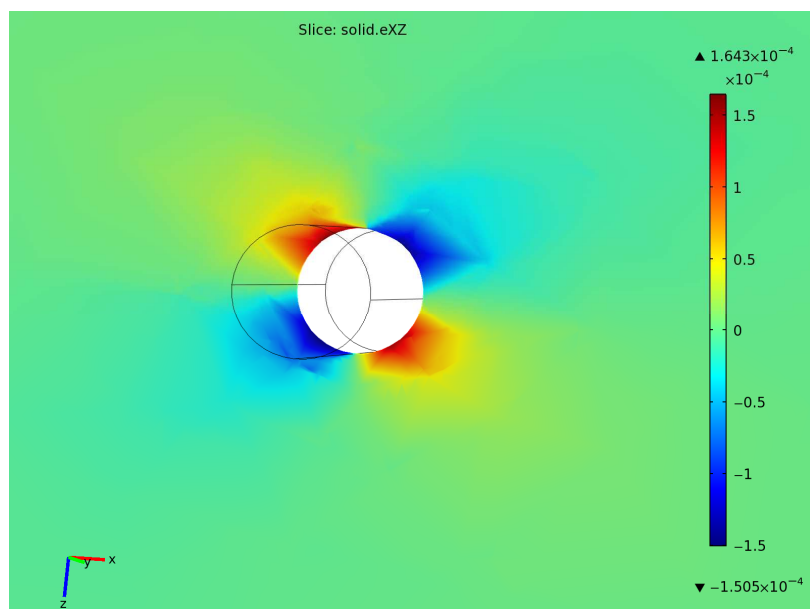


Figura 4.70 – Detalhe da figura anterior.

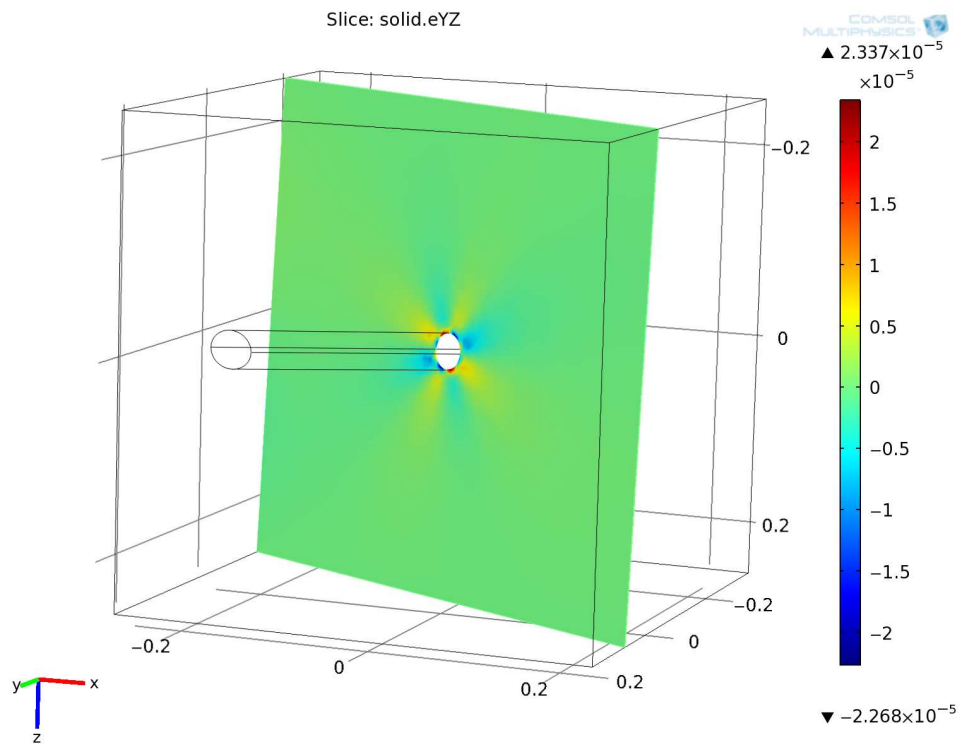


Figura 4.71 – Deformações no plano yz próximas às rosetas de extensômetros.

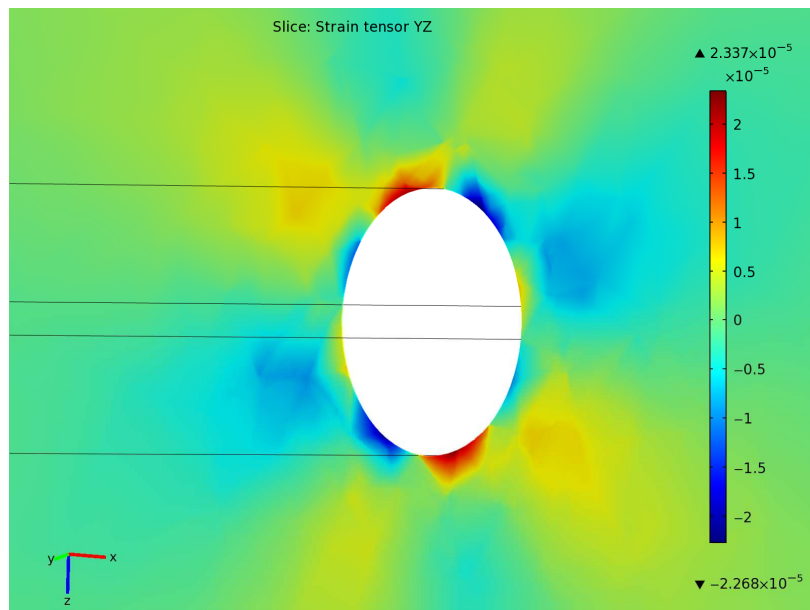


Figura 4.72 – Detalhe da figura anterior.

4.3 ENSAIOS EM BLOCOS COM O PRESSIÔMETRO

Também aqui foram utilizados blocos cúbicos de argamassa com 50 cm de aresta. A dosagem da argamassa utilizada foi a mesma da argamassa dos blocos empregados nos ensaios das células triaxiais. A perfuração foi realizada com diâmetro HW, diâmetro nominal do pressiômetro.

O estado de tensões mantido foi um estado biaxial ou plano, com $v_{xx} = 4$ MPa e $v_{zz} = 2$ MPa ou seja, uma relação de $k = 2$.

Duas campanhas de ensaios foram realizadas, a primeira com blocos instrumentados com extensômetros elétricos de resistência, denominada ensaios preliminares e uma segunda, utilizando LVDT's, denominada ensaio final.

4.3.1 ENSAIOS PRELIMINARES3

Como mencionado no Capítulo 3, as diversas simulações numéricas das distribuições das tensões e deformações nos blocos não contribuíram para a visualização e adoção de um arranjo adequado dos extensômetros elétricos ao redor do furo. Os resultados obtidos foram totalmente erráticos e por isso mesmo, descartados.

4.3.2 ENSAIO FINAL

No ensaio final o arranjo de LVDTs, dispostos radialmente na periferia do furo, mostraram-se eficientes como elementos de controle dos deslocamentos, o que não ocorreu com os extensômetros elétricos como elementos de controle das deformações.

Nesse experimento o furo sendo aprofundado até 10 cm unicamente para facilitar a quebra e remoção do cilindro de argamassa originado pela subfuração sem danificar as bordas do furo, região onde se apoiam as sapatas do pressiômetro. Como já mencionado anteriormente, a profundidade máxima em que os LVDTs acusam os deslocamentos decorrentes da subfuração é de 2,5 cm.

A Fig. 4.73 mostra o gráfico com os dados da tentativa de reposição dos deslocamentos medidos segundo os quatro diâmetros instrumentados, com os pontos situados sobre o eixo das ordenadas correspondendo aos deslocamentos finais após a perfuração. Nota-se que segundo o diâmetro denominado por Base 1-1, vertical, a reposição foi praticamente integral. Segundo a Base 2-2, a 45°, há uma tendência à reposição que somente se verificará com uma pressão extremamente elevada. As duas outras bases apresentam um comportamento que reflete a influência das sapatas vizinhas sobre as mesmas, ou seja, uma tendência inversa ou de aumento dos deslocamentos. Essa tendência, embora esperada, merece uma investigação adicional pois poderá implicar na necessidade de reformulação do projeto original, reduzindo-se o número de sapatas do pressiômetro e, conseqüentemente o número de direções afetadas de forma minimizar esse efeito.

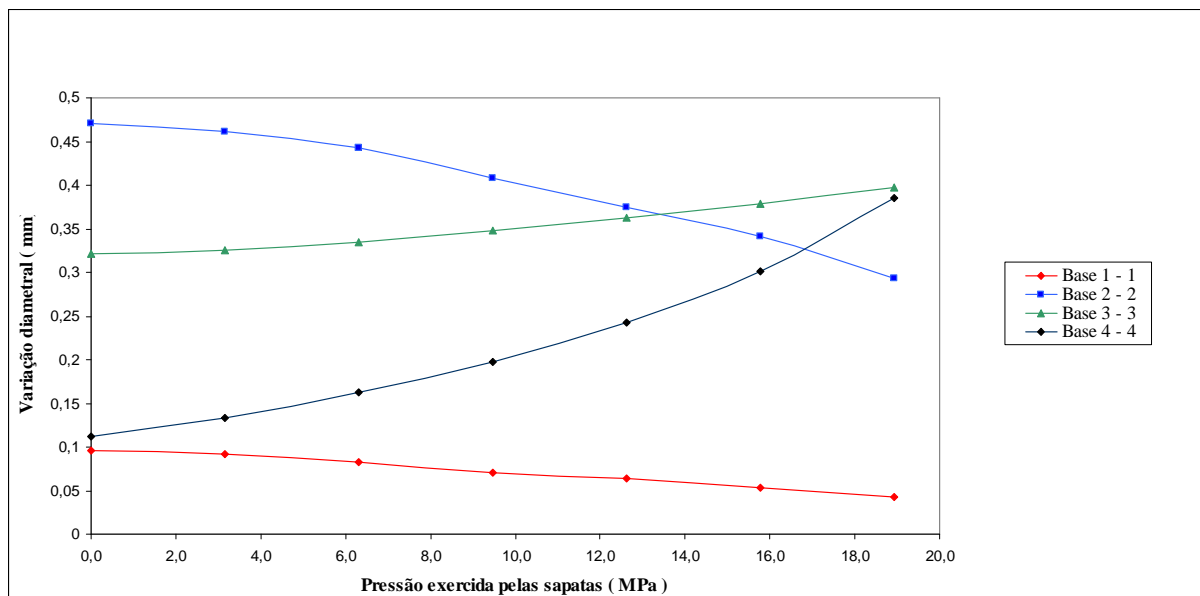


Figura 4.73 – Tentativa de reposição das variações diametraes mediante aplicação de pressões com as sapatas do pressiômetro.

CAPÍTULO 5. CONCLUSÕES

5.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

As conclusões aqui apresentadas estão reunidas de forma a contemplar primeiramente o desenvolvimento da célula triaxial e, ao final, o desenvolvimento do pressômetro.

Diversos ensaios considerados auxiliares foram necessários ao entendimento dos fatores que afetam os resultados das medições de tensões *in situ*, contribuindo assim para a minimização das incertezas que cercam essas determinações.

5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A CÉLULA TRIAXIAL

A respeito do desenvolvimento da célula triaxial pode-se constatar que:

- O modelo final da célula desenvolvida atingiu o objetivo inicialmente fixado que era de aumentar a sua sensibilidade em relação ao modelo de referência, propiciando também um número maior de medições de deformações em direções não redundantes;
- A câmara biaxial desenvolvida teve um desempenho satisfatório, estando já adaptada ao diâmetro HW;
- Comprovou-se a possibilidade de redução do diâmetro original da sobrefuração, SW, para HW e a utilização de peças de perfuração convencionais com a consequente redução dos custos dos ensaios. Também não foram constatados efeitos da temperatura nos valores das deformações estabilizadas em função dessa redução do diâmetro;
- O Módulo de Aquisição de Dados, MAD, possibilitou a simplificação das operações de campo e a minimização das possibilidades de erros na aquisição dos dados;
- O programa de computador desenvolvido, CaTMiso, possibilita uma rápida visualização dos tensores calculados nos casos em que os meios possam ser considerados isotrópicos.

Com relação às possibilidades de melhoria observa-se que:

- Investigações complementares ainda deverão ser feitas de forma a perfeição o sistema de compensação térmica das deformações medidas pelos extensômetros;

- O programa CaTMIso deverá ser implementado no sentido de tornar possível o cálculo de tensores planos junto a cada roseta de extensômetros, abrindo assim uma outra alternativa à interpretação baseada nas medidas dos doze extensômetros.

5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A OBTENÇÃO POR VIAS EXPERIMENTAIS DOS PARÂMETROS ELÁSTICOS

A obtenção dos parâmetros elásticos dos blocos cúbicos simulando meios, isotrópicos, transversalmente isotrópicos e ortotrópicos esbarra em dificuldades ainda a serem superadas, sendo a primeira delas a própria simulação do meio sem resvalar para o terreno da heterogeneidade.

As soluções propostas neste estudo não conseguiram estabelecer um contraste significativo entre os valores dessas propriedades segundo as diferentes direções consideradas. Qual a razão, ou as razões, para essa existência de um contraste extremamente tênue nessas propriedades?

A determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson que seriam atribuídos aos blocos cúbicos contendo células triaxiais envolveu, numa primeira tentativa, a utilização de blocos cúbicos, feitos com o mesmo material, com um volume equivalente a 1/8 do volume dos blocos contendo as células. Nesse ponto surge uma questão recorrente no âmbito da Mecânica das Rochas: o aumento da representatividade com o aumento do volume do corpo-de-prova acarreta um aumento das incertezas quanto à distribuição das tensões e deformações nesse mesmo corpo-de-prova.

Essa dificuldade forçou a adoção de corpos-de-prova cilíndricos para a determinação dessas propriedades o que, por sua vez limitou a análise ao bloco isotrópico e colocando questões fundamentais a serem respondidas:

- Estariam os valores do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson determinados por meio dos blocos cúbicos equivalentes a 1/8 do volume dos blocos maiores afetados por essa incerteza maior e por esse motivo deveriam ser descartados como o foram?
- A utilização de corpos-de-prova cilíndricos, simplesmente por estarem padronizados, supera essa questão, devendo, portanto os valores daí advindos serem considerados como os verdadeiros, justificando assim sua adoção nos cálculos subsequentes?

Essas questões também se apresentam, e com maior complexidade, quando se trata de maciços rochosos onde a variabilidade dessas propriedades segundo uma mesma direção é bastante pronunciada, como mencionado por diversos autores.

5.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO ENSAIO SOBRE O BLOCO ISOTRÓPICO

Algumas considerações sobre a simulação numérica do bloco isotrópico contendo a célula triaxial merecem atenção.

O campo de tensões e deformações apresentado pela simulação numérica é sensivelmente homogêneo assim, considerando-se que as tensões impostas pelo equipamento de ensaio na fronteira correspondente às faces do bloco são normais a essas faces e que, devido ao uso de lubrificante o atrito entre as placas do equipamento e as faces do bloco pode ser negligenciado, essas tensões serão tidas como tensões principais e o tensor escrito em forma matricial é dado por:

$$[c]_{insitu} = \begin{bmatrix} 4 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}$$

E o tensor das deformações por:

$$[\varepsilon]_{insitu} = \begin{bmatrix} -185 & 0 & 0 \\ 0 & -256 & 0 \\ 0 & 0 & -788 \end{bmatrix}$$

com o sinal negativo significando aproximação entre dois pontos e dimensão $\mu\text{m}/\text{m}$.

Como as direções em que as tensões são aplicadas coincidem com as direções dos eixos do sistema de referência global associado ao bloco e como o meio é isotrópico os cossenos diretores são respectivamente

$$e_1 = (1,0,0)$$

$$e_2 = (0,1,0)$$

$$e_3 = (0,0,1)$$

Esses tensores correspondem aos tensores das tensões longínquas ou *in situ* ou seja, as tensões que se deseja determinar nos maciços rochosos e estruturas de concreto.

O tensores das tensões e das deformações obtidos por meio do programa CaTMIso são respectivamente:

$$[c]_{\text{perturbado}} = \begin{bmatrix} 3,85 & 0 & 0 \\ 0 & 5,81 & 0 \\ 0 & 0 & 11,25 \end{bmatrix}$$

$$[\varepsilon]_{\text{perturbado}} = \begin{bmatrix} 122 & 0 & 0 \\ 0 & 226 & 0 \\ 0 & 0 & 516 \end{bmatrix}$$

tensores esses já referidos ao sistema global e com os seguintes co-senos diretores

$$\cos \alpha_i = (-0,256517, 0,103439, -0,960989)$$

$$\cos \beta_i = (0,151869, 0,98622, -0,065616) \quad (i = 1,2,3)$$

$$\cos \gamma_i = (0,954534, -0,129113, 0,268691)$$

Esses tensores correspondem aos tensores que se originam com a perturbação introduzida no meio pela abertura do furo circular. Os valores das deformações que originam esses tensores não são medidos pela célula triaxial.

No caso de determinações de tensões *in situ* a técnica consiste na abordagem de um problema inverso, primeiro perturba-se o meio com a abertura do furo de pequeno diâmetro e instala-se um dispositivo de medição das deformações, depois, por meio de um método adequado, transforma-se o tensor das deformações medidas em um tensor das tensões locais, perturbadas, e posteriormente, com uma nova transformação, obtém-se o tensor das longínquas ou *in situ*.

No caso específico desse estudo o comparativo deve ser estabelecido entre as deformações obtidas na modelagem numérica e os valores medidos pela célula triaxial, evitando-se comparar as tensões uma vez que essas já são produto de uma transformação em que parâmetros elásticos são introduzidos ou sejam, mais incertezas.

Outra questão que se coloca é que a modelagem não reproduz com fidelidade o fenômeno da sobrefuração uma vez que as deformações radiais do furo piloto não são captadas pela célula já que esta ainda não se encontra colada no local e o alívio pela sobrefuração não significa um alívio total, como na modelagem, isto devido a diversos fatores, incluindo comportamentos não elásticos. Ressente-se aqui de uma ferramenta numérica mais adequada à tarefa em questão.

Para melhor abordar essa questão adota-se um sistema de eixos associado a um furo circular horizontal (um sistema local) ou uma galeria. O eixo que liga o centro do furo a um ponto qualquer de sua parede aponta para o exterior do furo e tem unitário \hat{r} . Quanto aos outros dois eixos do sistema, um deles é paralelo ao eixo do furo e tem com unitário \hat{k} , o outro é tangente à circunferência seção do furo e aponta no sentido do crescimento dos θ , com sentido anti-horário a partir de um diâmetro vertical do furo apontando para baixo) e tem unitário $\hat{\theta}$. Com essa escolha o sistema $\{\hat{r}, \hat{\theta}, \hat{k}\}$ torna-se positivo. Dessa forma a transformação das deformações medidas em tensões pode ser escrita em notação matricial:

$$\begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_k \\ \sigma_{\theta k} \\ \sigma_{kr} \\ \sigma_{r\theta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2\nu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\nu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_k \\ \varepsilon_{\theta k} \\ \varepsilon_{kr} \\ \varepsilon_{r\theta} \end{bmatrix}$$

Note-se que em um maciço rochoso autoportante a tensão σ_r na parede do furo é nula após a escavação e ε_r não pode ser medido no momento da perfuração, a menos que se associe outro método como o da subfuração, assim o sistema de equações dado por:

$$c_r = (\lambda + 2\nu)\varepsilon_r + \lambda(\varepsilon_\theta + \varepsilon_k)$$

$$c_\theta = \lambda\varepsilon_r + (\lambda + 2\nu)\varepsilon_\theta + \lambda\varepsilon_k$$

$$c_k = \lambda\varepsilon_r + \lambda\varepsilon_\theta + (\lambda + 2\nu)\varepsilon_k$$

$$c_{\theta k} = 2\nu\varepsilon_{\theta k}$$

$$c_{kr} = 2\nu\varepsilon_{kr}$$

$$c_{r\theta} = 2\nu\varepsilon_{r\theta}$$

não poderá ser resolvido pela impossibilidade de obtenção do valor de ε_r .

O valor de ε_r somente poderá ser avaliado após a operação de sobrefuração que, nem sempre conduz a um alívio restrito às deformações elásticas. A Tabela 5.1 traduz de maneira clara esta questão mostrando a diferença entre as deformações medidas e aquelas obtidas por meio da simulação numérica. Observa-se que os valores medidos são, em sua maioria, maiores que os obtidos por meio da modelagem o que pode significar um afastamento em relação ao comportamento elástico por excelência, porém essa discussão transcende o escopo deste texto.

Tabela 5.1- Deformações medidas pela célula triaxial e obtidas na modelagem numérica.

Roseta	Extensômetro / Ângulo com o Eixo Longitudinal da Célula (°)	Bloco isotrópico	
		Medidas obtidas experimentalmente ($\mu\text{m}/\text{m}$)	Medidas obtidas por meio da modelagem ($\mu\text{m}/\text{m}$)
0°	1 (0°)	232	390
	2 (45°)	198	358
	3 (90°)	156	61,4
	4 (135°)	168	93,1
120°	9 (30°)	276	11,8
	10 (15°)	434	42,2
	11 (60°)	276	72,5
	12 (75°)	148	18,5
240°	5 (15°)	472	7,43
	6 (30°)	271	8,95
	7 (75°)	120	59,6
	8 (60°)	304	43,2

5.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O PRESSIÔMETRO

Por ser um dispositivo ainda em desenvolvimento o pressiômetro deverá ser objeto de estudos adicionais embora já tenha comprovado seu potencial no que se refere à capacidade de repor os deslocamentos que ocorrem no entorno de um furo circular situado num campo de tensões.

Uma das questões que deverá ser estudada é a da área de contato efetivo entre as sapatas uma vez que as perfurações, embora sejam executadas com peças de corte padronizadas, diâmetro HW no caso, sofrem pequenas variações no seu diâmetro final, fazendo com que essa área de contato se altere em cada caso.

Outra questão diz respeito à utilização de sapatas rígidas, como no modelo atual, ou sapatas deformáveis. Neste último caso o contato seria estabelecido por um material de revestimento

bastante delgado e com baixo coeficiente de Poisson, de forma a minimizar as tensões de tração que seriam induzidas na parede do furo.

5.6 SUGESTÕES PARA NOVOS ESTUDOS

Na linha de desenvolvimento da célula triaxial sugere-se que os pontos merecedores de maiores atenções sejam:

- Continuidade dos estudos sobre a compensação dos efeitos da variação da temperatura desenvolvida durante o processo de sobrefuração, a partir de uma instrumentação adequada desse processo;
- Desenvolvimento de uma nova versão do Módulo de Aquisição de Dados de forma a se dispor de um intervalo de tempo de aquisição maior que o atual;
- Avaliação da possibilidade de emprego da célula em furos dispostos segundo direções distintas da vertical descendente;
- Desenvolvimento de uma câmara triaxial específica para testes com o cilindro de rocha extraído juntamente com a célula ao final do processo de sobrefuração.

Como linha complementar, mas não menos importante, constata-se a necessidade de uma ampla discussão sobre os métodos analíticos, ou numéricos, para a análise e interpretação dos resultados obtidos nessas medições, tanto para estabelecer critérios de redução das incertezas quanto para verificar a adequação de um determinado roteiro de análise ao problema que estará sendo abordado naquele momento.

Com relação ao pressiômetro, por se tratar de um dispositivo em fase inicial de desenvolvimento, sugere-se que sejam avaliados os seguintes pontos:

- Simulação numérica do emprego de sapatas rígidas, ou seja, a configuração atual, ou adoção de sapatas deformáveis empregando materiais com baixa deformabilidade transversal;
- Modificação do projeto de forma a possibilitar a utilização de alongômetros para controle dos deslocamentos no lugar do arranjo com LVDTs;
- Desenvolvimento de um dispositivo de calibração.

CAPÍTULO 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMADEI, B., (1996). Importance of anisotropy when estimating and measuring *in situ* stresses in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 33(3): 293-325.

AMADEI, B., Goodman, R. E. (1982). The influence of rock anisotropy on stress measurements by overcoring techniques. Rock Mechanics, 15: 167-180.

AMADEI, B., Savage, W. Z., Swolfs, H. S. (1987). Gravitational stresses in anisotropic rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 24: 5-14.

AMADEI, B., Stephansson, O., (1997). Rock Stress and its Measurements. Chapman & Hall. London, UK 287 p.

AMADEI, B., Swolfs, H. S., Savage, W.Z. (1988). Gravity induced stresses in stratified rock masses. Rock Mech. Rock Eng., 21: 1-20.

ARMELIN, J. L. (1994). FURNAS Centrais Elétricas S/A. - U.H.E. Serra da Mesa – Determinação de tensões em maciço rochoso. Relatório DCT.T.4.007.94-R0 (não publicado).

ARMELIN, J. L. (1997). FURNAS Centrais Elétricas S/A - Usina Hidrelétrica Itá. Determinação de Tensores de Tensões no Túnel Forçado 5. Relatório DCT.T.4.032.97-R0. Relatório para a CBPO – Companhia Brasileira de Projetos e Obras (não publicado).

ARMELIN, J. L. (1997). FURNAS Centrais Elétricas S/A. – Usina Hidrelétrica de Paulo Afonso IV - Determinação de tensões nas Estruturas de Concreto da Casa de Força de PA-IV. Relatório DCT.T.4.030.97-R0. Relatório para a Companhia Hidrelétrica do São Francisco (não publicado).

ARMELIN, J. L., Matos, M M., Caproni Jr., N. (1994). Análise comparativa de resultados de instrumentação para medição de tensões originais em maciços rochosos. 1º Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. ABMS, Foz do Iguaçu. ABMS/CBMR: 3-9.

- ASSUMPCÃO, M. (1992). The regional intraplate stress field in South America. *J. Geophysics Res.* 97 (38): 11889-11903.
- BARTON, N. (2007). *Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy*. Taylor & Francis Group. London: 519 e 552.
- BARTORELLI, A., Haralyi, N. (1998). *Geologia do Brasil*. In: Oliveira A. M. S., Brito, S. N. A. *Geologia de Engenharia*, ABGE, São Paulo: 57-67.
- BOCK, H. (1979). Experimental determination of the residual stress field in a basaltic column. *International Congress on Rock Mechanics*, 4 - Montreux: ISRM: 45-49.
- BRADY, B. H. G.; Brown, E. T. (1994). *Rock Mechanics for Underground Mining*. Chapman & Hall, London, UK, 571 p.
- CARLSSON, A., Christiansson, R. (1986). Rock stress and geological structures in the Forsmark area. *International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*, Stockholm, Sweden, pp. 457-465.
- CARLSSON, A., Olsson, T. (1982). Rock bursting phenomena in a superficial rock mass in southern central Sweden. *Rock mech.* 15: 99-110.
- CAVALCANTI, A. J. C. T., Silveira, E. M. M., Campos, A. T., Wanderley, E. G. (1997). *Monitoração e reabilitação de uma unidade geradora da UHE Apolônio Sales*. Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto. Comitê Brasileiro de Grandes Barragens/ FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. Goiânia: 347 a 350.
- CELESTINO, T. B., De Mariano, M., Ferreira, A. A., Guimarães, M.C.A.B. (1997). Undercoring technique for stress measurements in shotcrete lining. *Proceedings of the World Tunnel Congress '97 – Áustria*: 59-64.
- CHARRUA-GRAÇA, J. G. (1983). Estado de Tensão – Método STT. In: Rodrigues, F. P. (Editor). *Desenvolvimentos Recentes no Domínio da Mecânica das Rochas*. LNEC, Lisboa: 59-70.

CHARRUA-GRAÇA, J. G. (1986). Heterogeneidade e efeito de escala – Reflexos na segurança de obras em maciços rochosos – Relatório 14/86 – NFR - Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa: 1 a 97.

CHOU, P.C., Pagano, N. J., (1992) – Elasticity – Tensor, Dyadic, and Engineering Approaches – Dover Publications, Inc., Nova Iorque: 2 a 3.

CHRISTENSEN, J. B. (1986). Rock stress measurements for the design of a 965 metre head unlined pressure shaft. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockholm: 583-590.

CHRISTIANSSON, R., Hudson, J. A. (2002). Quality control of *in situ* rock stress measurements: Lessons from the ASPO Hard Rock Laboratory, Sweden. In Proceedings of the NARMS Symposium, Toronto.

COOLING, C. M., Hudson, J. A., Tunbridge, L.W. (1988). In situ rock stresses and their measurement in the U.K. – Part II. Site experiments and stress field interpretation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., v.25, n.6: 371-382.

COOLING, C. M., Tunbridge, L. W., Hudson, J. A. (1984). Some studies of rock mass structure and in situ stress. In: International Symposium on Design and Performance of Underground Excavations. Cambridge: ISRM/BGS: 189-206.

CORNET, F. H. (1993). Stresses in rock and rock masses. In: Hudson, J. A. (Ed.) Comprehensive Rock Engineering, Oxford: Pergamon. v.3: 297-327.

CORNET, F. H., Burlet, D. (1992). Stress field determination in France by hydraulic tests in borehole. J. Geophys Res. 97: 11829 – 11849.

CORTHÉSY, R., Gill, D.E. Leite, M.H., Nefzaoui, A. (1993). Stress measurements and micro-heterogeneity effects. In: Scale effects in rock masses 93 – Proceedings of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses - A.A. BALKEMA – Lisboa: 295 a 302.

CRISTESCU, N. (1989). Rock rheology – Kluwer Academic Publishers, The Netherlands:166 a 170.

CUISIAT, F.D., Haimson (1993). The scale dependency of in situ rock stress measurements - In: Scale effects in rock masses 93 - Proceedings of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses - A.A. BALKEMA – Lisboa: 15 a 25.

CUNHA, A. P. (1993) Scale effects in rock engineering – An overview of the Loen Workshop and other recent papers concerning scale effects. In: Scale effects in rock masses 93 – Proceedings of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses - A.A. BALKEMA – Lisboa: 3 a 14.

CUNHA, A. P. (1993) Scale effects in rock masses – A general report on the papers submitted to the Lisbon Workshop. In: Scale effects in rock masses 93 – Proceedings of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses - A.A. BALKEMA – Lisboa: 27 a 35.

CUNHA, A. P., Pinto, J. L. (1986). Rock stress determination with the STT and SFJ techniques. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockholm: 253-260.

CURRAN, J. H., Corkum, B. T. (1997). Phase2 – finite element analysis of excavations – Reference Manual. Rock Engineering Group, University of Toronto. Toronto:180.

ENEVER, J. R. Walton, R. J., Wold, M. B. (1990). Scale effects influencing hydraulic fracture and overcoring stress measurements. In: First International Workshop on Scale Effects in Rock Masses. Loen: 317-326.

FERNANDES, A. C. A. Scarpelini, A. F., Serpa, J. R., Coelho, L. F. M., Magalhães, F. S., Armelin, J. L. (1994). Determinação do estado de tensões “in situ” com o uso do “borehole deformation gage – BDG” In: Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, 1. Foz do Iguaçu: ABMS/CBMR: 43-50.

FERRAZ, J. L., Armelin, J. L. (1981). Sobre a determinação do estado de tensão atuante em maciço sedimentar por meio de macacos planos de pequena área. In: *Jornal da ABGE*: 6.

FERRAZ-MELLO, S., Klafke, J. C. (2003). *A mecânica celeste in Astronomia-Uma visão geral do universo*. Editora da Universidade de São Paulo. São Paulo: 51-76.

FERREIRA, D. A. (2003). *Interação com o maciço de modelos estruturais de concreto projetado submetidos a gradientes elétricos para fins de suporte de túneis*. Vol. I – Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – São Carlos: 13.

FIGUEIREDO, R. P. Mensagem pessoal recebida em setembro de 2009.

FILATOV, N. A., Krupennikov, G. A. (1974). A study of the stress state of virgin rock masses. In: *International Congress on Rock Mechanics*. Colorado. v. 11 A: 543-548.

FRANKLIN, J. A., Dusseault, M. B. (1989). *Rock Engineering*. MacGraW-Hill Publishing Company. Montreal: 595.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A., Departamento de Apoio e Controle Técnico, (2003). *Sistema da Qualidade – Procedimento 04.017.003 – Determinação de tensões naturais em maciços rochosos e estruturas de concreto através do STT – Fabricação do tubo sensível*. Goiânia: 3-6.

GAY, N. C. (1979). The state of stress in a large dyke on E.R.P.M., Boksburg, South Africa. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, v.16: 179-185.

GONZAGA, G. G. et al., (2006). Determination of anisotropic deformability parameters from a single standard rock specimen. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, v. 45: 1420-1438.

GOODMAN, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. 2nd ed. John Wiley & Sons.

HAIMSON, B. C. (1977). Stress measurements using hydrofracturing technique. In: *International Symposium on Field Measurements on Rock Mechanics*. Zurich. V.1: 233-246.

HAIMSON, B. C. (1978). The hydrofracturing stress measuring method and recent field results. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, v.15: 167-178.

HAIMSON, B. C. (1980). Near surface and deep hydrofracturing stress measurements in the Waterloo quartzite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, v.17: 81-88.

HAIMSON, B. C. (1986). Pre-excavation in situ stress measurements in the design of large underground openings. In: *International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*, 1986. Stockholm: 83-90.

HAIMSON, B. C. (1988). Hydraulic fracturing stress measurements in drill holes SR-63 and SR-65, Serra da Mesa Hydroelectric Project, GO – Brasil. Rio de Janeiro, 2v. Report to Furnas Centrais Elétricas S. A. (não publicado).

HAIMSON, B. C. (1989). Hydraulic fracturing stress measurements. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, v.26: 447-685.

HAIMSON, B. C. (1993). The Hydraulic Fracturing Method of Stress Measurement: Theory and Practice. In: Hudson, J. A. (Ed.) *Comprehensive Rock Engineering*, Oxford: Pergamon, v.3: 395-412.

HAIMSON, B. C., Lee, C. F., Huang, J. H. S. (1986). High horizontal stresses at Niagara Falls, their measurements and the design of a new hydroelectric plant. In: *International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*. Stockholm: 615-624.

HAIMSON, B. C., Lee, M. Y., Feknous, N., Courval, P. (1996). Stress measurements at the site of SM3 Hydroelectric scheme Near Sept Iles, Quebec. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, v33, n.5: 487-497.

HAIMSON, B. C., Tunbridge, W., Lee, M. Y., Cooling, C. M. (1989). Measurements of rock stress using the hydraulic fracturing method in Cornwall U. K. – part II. Data reduction and stress calculation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.*, v.26, n.5: 361-372.

HANSEN, T. H., Myrvang, A. (1986). Rock stress and rock stress effects in the Kobbelv area, northern Norway. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, 1986. Stockholm, 1986, Stockholm. Proceedings... Stockholm: 625- 634.

HARDIN, E. L., Barton, N., Lingle, R., Board, M. P. & Voegelé, m.d. (1981) A heated flatjack test series to measure the thermomechanical and transport properties of in situ rock masses. Office of Nuclear Waste Isolation. In: Barton, N. (2007). Rock quality, seismic velocity, attenuation and anisotropy. Taylor & Francis Group. London: 519 e 552.

HASUI, Y., Costa, J., B., S., (1992). Tipologia Estrutural. In: Hasui, Y., Mito, J. A. (Ed). Geologia Estrutural Aplicada. ABGE. 1a parte: 45-96.

HASUI, Y., Costa, Magalhães, F., S., Mito, J., A., Armelin, J., L., (1992). O regime de tensão atual no maciço rochoso da UHE Serra da mesa, Rio Tocantins. In: Hasui, Y., Mito, J. A. (Ed). Geologia Estrutural Aplicada. ABGE. 1a parte: 261-280.

HERGET, G. (1986). Changes of ground stresses with depth in the canadian shield. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, 1986. Stockholm: 61-68.

HERGET, G. (1988). Stresses in rock. A.A.Balkema. Rotterdam: 5.

HILTSCHER, R., Martna, J., Strindell, L. (1979). The measurements of triaxial rock stresses in deep boreholes and the use of rock stress measurements in the design and construction of rock openings. In: International Congress on Rock Mechanics, 4, 1979, Montreux. ISRM. v.2: 227-234.

HOEK, E. (1998). Rock tunneling, case histories and the application of modern rock engineering techniques. Course Notes held in São Paulo, Brasil: 313.

HOEK, E., Brown, E. T. (1980). Underground excavation in rock. London: Institution of Mining and Metallurgy: 527.

HOEK, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F. (1995). Support of underground excavation in hard rock. Rotterdam: A. A. Balkema: 215.

HOFFMAN, K. (1984). Practical hints for the application of strain gages. Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt. Alsbach: 1-46.

HOFFMAN, K. (1989). An introduction to measurements using strain gages. Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt. Alsbach: 39-212.

HOTTINGER BALDWIN MESSTECHNIK GmbH, Darmstadt (1991). The route to measurement transducers – A guide to the use of the HBM K Series foil strain gages and accessories. Alsbach: 8-83.

HUDSON, J. A., Cooling, C. M. (1988). In situ rock stress and their measurements in U.K. – Part I. The current state of knowledge. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., v.25, n.6: 363-370.

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

HYETT, A. J., Dyke, C. G., Hudson, J. A. (1986). A Critical examination of basic concepts associated with the existence and measurements of the in situ stress. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockholm: 387-396.

INFANTI, N., Tassi, P. A., Mazzutti, R., Piller, M., Mafra, J. M. Q. (1999). Tensões residuais nas obras subterrâneas da U.H.E. Itá In: Seminário Nacional de grandes barragens, XXIII, 1999, Belo Horizonte, V. II: 417-426.

INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS. (1987). Suggested method for rock stress determination. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr., v. 24, n. 1: 53.

JAEGER, J. C., Cook, N. G. W. (1976). Fundamentals of Rock Mechanics, 2nd ed., Chapman & Hall, London: 585.

JOHNSON, R. B., Degraff, J. V. (1998). Principles of Engineering Geology. John Wiley & Sons. New York: 496.

KAISER, P. K., Zou, D., Lang, P. A. (1990). Stress determination by back-analysis of excavation-induced stress changes – a case study. *Roch Mech. Rock Eng.* V23: 185-200.

KANJI, M. A. (1993). Pruebas de Hidrofracturamiento para determinación del estado de tensiones em macizos rocosos. Conferencia especial. In: *Simp. Nacional de Mecánica de Rocas*, 1er, CPMSFMR. Lima: 17.

KANJI, M. A. (1998). Experiences with Hydro-Jacking tests for the state of stress determination in jointed rock masses. In: *South American Conference in Rock Mechanics*, 5th, and *Brazilian Conference in Rock Mechanics*, 2nd: Design and construction in mining, petroleum and civil engineering, 1998, Santos, *ISRM/CBMR*: 99-105.

KARANDEYEV, K. (1970). Bridge and potentiometer methods of electrical measurements. *Peace Publishers*. Moscou: 70-110.

KIE, T. T. (1986). Hipotesis on rockburst. In: *International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*, 1986. Stockholm: 515-522.

KIM, K., Dischler, S. A., Aggson, J. R., Hardy, M. P. (1986). Characterization of in situ stress by hydraulic fracturing for a nuclear waste repository in basalt. In: *International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*. Stockholm.

KUWAJIMA, F. M. (1991). Behavior of shotcrete in shallow tunnels – Tese apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Alberta – Edmonton, Alberta: 66-127.

KUZNETSOV, S. V., Bronnikov, D. M., Parabuchev, I. A., Parphenov, V. D., Aitmatov, I. T., Markov, G. A. (1983). The state of stress in rock and methods of its determination. In: *International Congress on Rock Mechanics*, 5, 1983, Melbourne. *Proceedings...Melbourne: ISRM*. Section F: 139-146.

LANG, P. A., Everitt, R. A., Ng, L. K. W., Thompson, P. M. (1986a). Horizontal in situ stresses versus depth in the Canadian Shield at Underground Research Laboratory. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockholm.

LANG, P. A., Thompson, P. M., Ng, L. K. W. (1986b). The effects of residual stress and drill holes size on the in situ stress determined by overcoring. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements. Stockholm: 687-694.

LARSON, M. K. (1992). Stressout – A data reduction program for inferring stress state of rock having isotropic material properties. A user's manual. USBM, IC 9302: 163.

LEE, M. Y., Haimson, B. C. (1989). Statistical evaluation of hydraulic fracturing stress measurements parameters. Int. J. Rock Mech. Min Sci. & Geomech. Abstr. v.26, n.6: 447-456.

LEEMAN, E. R. (1971). The CSIR “Doorstopper” and Triaxial rock stress measuring Instruments. Rock Mech. v.3: 25-50.

LEEMAN, E. R., Hayes, D. J. (1966). A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole. In: First Congress on Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, V. II: 17-24.

LEKHNITSKII, S. G., (1981). Theory of elasticity of an anisotropic body. Moscow: MIR Publishers: 430.

LI, F. (1986). In situ stress measurements, stress state in the upper crust and their application in engineering. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, 1986, Stockholm: 69-77.

LI, F. (1990). The comparison of the results obtained from different techniques such as overcoring, hydrofracturing, breakouts and focal mechanism solutions. In: First International Workshop on Scale Effects in Rock Masses, 1990. Loen: 279-287.

LJUNGGREN, C., Amadei, B. (1980). Estimation of virgin stress from horizontal hydrofractures. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. & Geomech. Abstr.*, v26, n.1: 69-78.

LOUREIRO PINTO, J., Charrua-Graça, J. G. (1983). Estado de Tensão – Método SFJ. In: Rodrigues, et al. (Edit.). *Desenvolvimentos recentes no domínio da mecânica das rochas*. LNEC. Lisboa: 3-58.

MAFRA, J. M. Q., (2001) – Estudo de Tensões Virgens em Maciços Rochosos – Dissertação apresentada para obtenção do título de Mestre – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto – Ouro Preto: 3-6.

MAGALHÃES, F. S. (1999). *Tensões Regionais e Locais: casos no território brasileiro e padrão geral*. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos (Tese de Doutorado).

MAGALHÃES, F. S., Cella, P. R. (1998). Estruturas dos Maciços Rochosos. In: Oliveira, A. M. S., Brito, S. N. A. *Geologia de Engenharia*, ABGE, São Paulo: 39-55.

MARKOV, G. A. (1986). Features of tectonics stresses in rock masses and the rational location of openings. In: *International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*. Stockholm: 133-137.

MARTIN, C. D., Chandler, N. A. (1993). Stress heterogeneity and geological structures. *Int. J. Rock Mech. Min, Sci. & Geomech. Abstr.* v.30, n.7: 993-999.

MARTIN, C. D., Christiansson, R. (1991a). Overcoring in highly stressed granite: comparison of USBM and modified CSIR device. *Rock Mech. Rock Eng.*, 24: 207-235.

MARTIN, C. D., Christiansson, R. (1991b). Overcoring in highly stressed granite – the influence of microcracking. *Int. J. Rock Mech. Min Sci. & Geomech. Abstr.*, v.28, n.1: 53-70.

MARTIN, C. D., Read, R. S., Chandler, N. A. (1990). Does scale influence in situ stress measurements? Some findings at the Underground Research Laboratory. In: *First International Workshop on Scale Effects in Rock Masses*, 1990. Loen: 207-316.

MATOS, M. M., Armelin, J. L. (1994). Tensões originais no maciço rochoso de Serra da Mesa. In: Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, Foz do Iguaçu: ABMS/CBMR: 93-99.

MEHTA, P. K., Monteiro, P. J.M. (2006) – Concrete – Microstructure, Properties, and Materials – McGraw-Hill - 3^a Edição – Nova Iorque: 21 a 25 e 172 a 173.

MENDES, F., M.,(1968) - Mecânica das Rochas – Associação dos Estudantes do Instituto Superior Técnico- Lisboa: 214-216.

MICRO-MEASUREMENTS DIVISION, (1996). Catalog 500 – Precision strain gages. USA: 89-102.

MIOTO, J. A., Coelho, L. F. M. (1998). Estado de tensão em maciços rochosos. In: Oliveira, A. M. S., Brito, S. N. A. - Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo:153-161.

NUNES, A. L. S. (1998). Técnicas de medidas de tensões em maciços rochosos -GEOSUL '98 –Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – Porto Alegre:1 a 15.

PAN, E., Amadei, B. (1993). Gravitational stresses in long asymmetric ridges and valleys in anisotropic rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. v.30, n.7: 1005-1008.

PAN, E., Amadei, B., Savage, W. S. (1994). Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys in anisotropic rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. v.31, n.4: 293-312.

PAN, E., Amadei, B., Savage, W. S. (1995). Gravitational and tectonic stresses in anisotropic rock with irregular topography. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech Abstr, v.32, n.3: 201-214.

PANEK, L. A. (1966). Calculation of the average ground stress components from measurements of diametral deformation of drill hole. In: Testing Techniques for Rock Mechanics, ASTM STP 402, Am. Soc. Testing Mats.: 106-132.

PINE, R. J., Jupe, A. (1990). An evaluation of in situ stress measurements affecting different volumes of rock in Carmenellis granite. In: First International Workshop on Scale Effects in Rock Masses, 1990. Loen: 269-277.

PINTO, J. L., Cunha, A. P. (1986). Rock stress determinations with the STT and SJF techniques. In: International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, 1986, Stockholm: 253-260.

PINTO, J., L. (1989)– Estado de Tensão em Maciços Rochosos – Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Relatório 14/90 - NFR– Lisboa: 1-31.

PINTO, J., L. (1990)– Novo tipo de aparelhagem para a execução de ensaios com o defórmeter tridimensional (STT) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Relatório 108/90 - NFR – Lisboa: 1-13.

REDAELLI, L. L. (1983). Concreto projetado. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo: 1-5.

REINECKER, J., Heidbach, O., Tingay, M., Sperner, B. & Müller, B. (2005): The release 2005 of the World Stress Map.

ROCHA, M. (1971). Mecânica das Rochas. LNEC. Portugal: 276.

ROCHA, M., Silvério, A., Oliveira Pedro, J., Sintra Delgado, J. (1974). A new development of the LNEC stress tensor gauge. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Memória nº 455 – Lisboa: 5-11.

ROCHA, M., Silvério, A., Oliveira Pedro, J., Sintra Delgado, J. (1975). Nova forma do defórmeter desenvolvido pelo LNEC para determinação do estado de tensão em maciços rochosos. Geotecnia, no. 12: 35-43.

RUGGERI, E. R. F. (2008). Roteiro para a elaboração de um programa de computador para cálculo do tensor das tensões por meio da célula triaxial – Mensagem pessoal recebida em fevereiro/2008.

SAVAGE, W. Z., Swolfs, H. S. (1986). Tectonics and gravitational stress in long ridges and valleys. *J. Geophys. Res.*, v.91, n.b3: 3677-3685.

SAVAGE, W. Z., Swolfs, H. S., Powers, P. S. (1985). Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys. *Int. J. Rock Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22: 291-302.

SHEOREY, R. (1994). A theory for in situ stress in isotropic and transversely isotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* v.31, n.1, p. 23-34. Stockholm. p. 657-678.

SILVA, P.F. (1997). Concreto projetado para túneis. Editora PINI Ltda. São Paulo: 13-31.

SILVEIRA, J. F. A. (1997). A expansão do concreto em barragens afetadas pela RAA e a importância das tensões confinantes. Simpósio sobre Reatividade Álcali-Agregado em Estruturas de Concreto. Comitê Brasileiro de Grandes Barragens/ FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.. Goiânia: 285-291.

SUGAWARA, K., Obara, Y. (1993). Measuring Rock Stress: Case examples of Rock Engineering in Japan. In: Hudson, J. A. (Ed.) *Comprehensive Rock Engineering*. Oxford: Pergamon Press. V.3, Chap. 21: 533-552.

SWOLFS, H. S., Savage, W. Z. (1986). Topographic modification of in situ stress in extensional and compressional tectonic environments. In: *International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*, 1986. Stockholm: 89-98.

TALESNICK, M. L. & M. Ringel, (1999). Completing the hollow cylinder methodology for testing of transversely isotropic rocks: torsion testing. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, v. 36: 627-639.

TIMOSHENKO, S., Goodier, J. N. (1968). *Teoria da Elasticidad*. Ed. Urmo. Bilbao: 549.

TUPPENY, W. H., Kobayashi, A. S. (1970). *Análisis experimental de tensiones*. Ediciones Urmo. Bilbao: 28-50.

VAN BEMMELEN, R. W. (1972). Geodynamic models - An evaluation and synthesis. Elsevier Publishing Company. Amsterdam: 1-51.

WOROTNICKI, G. (1993). CSIRO Triaxial Stress Measurements Cell. In: Hudson, J. A. (Ed.) Comprehensive Rock Engineering, Oxford: Pergamon. v.3: 329-394.

ZHU, W., Li, G., Wang, K. (1985). Analysis of dinking phenomenon and stress field in the region of an underground powerhouse. Rock Mech. Rock Eng., 18: 1-15.

ZOBACK, M. L. (1989). Tectonic stress field of the continental United States. Geol. Soc. Am. Men., 172: 523-539.

ZOBACK, M. L. (1992). First and second order patterns of stress in the lithosphere: World Stress Map Project. J. Geophys Res., v.97, B8: 11703-11728.

ZOBACK, M. L., Magee, M. (1991). Stress magnitudes in the crust: constraints from stress orientation and relative magnitude data. Phil. Trans. R. Soc. London.