

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ROCHAS  
EFUSIVAS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL E SUA APLICAÇÃO NA  
MODELAGEM NUMÉRICA DE TÚNEIS

Felipe Gobbi

Porto Alegre  
2011

Felipe Gobbi

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE  
ROCHAS EFUSIVAS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL E SUA  
APLICAÇÃO NA MODELAGEM NUMÉRICA DE TÚNEIS**

TESE DE DOUTORADO APRESENTADA AO PROGRAMA  
DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL,  
COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO  
TÍTULO DE DOUTOR EM ENGENHARIA. ORIENTAÇÃO:  
PROF. PH.D. LUIZ ANTÔNIO BRESSANI

Porto Alegre  
2011

### CIP - Catalogação na Publicação

Gobbi, Felipe

Estudo do comportamento geomecânico de rochas efusivas da Formação Serra Geral e sua aplicação na modelagem numérica de túneis / Felipe Gobbi. -- 2011.

246 f.

Orientador: Luiz Antônio Bressani.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2011.

1. Comportamento de rochas. 2. Ensaios de laboratório em rochas. 3. Modelagem numérica de túneis. 4. Túneis. I. Bressani, Luiz Antônio, orient. II. Título.

**FELIPE GOBBI**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOMECANICO DE  
ROCHAS EFUSIVAS DA FORMAÇÃO SERRA GERAL E SUA  
APLICAÇÃO NA MODELAGEM NUMÉRICA DE TÚNEIS**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2011

---

**Luiz A. Bressani**

Ph.D. pelo Imperial College, Universtiy of London

**Orientador**

---

**Luiz Carlos Pinto da Silva Filho**

Ph.D. pela Leeds University

**Coordenador do PPGEC**

**BANCA EXAMINADORA:**

---

**Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa**

Dr. pela Universidade de Coimbra

---

**André Pacheco de Assis**

Ph.D. Pela University of Alberta

---

**Prof. Tarcísio Barreto Celestino**

Ph.D. pela University of California, Berkeley

---

**Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica**

Ph.D. pela University of Surrey



*À Jucelia, com amor.*

## AGRADECIMENTOS

Como diz o professor Washington o mestrado são 100m rasos e o doutorado é uma maratona. Arrisco a dizer que é mais que isso, é uma maratona com uma mochila nas costas, e das pesadas. Esse “ser” que nos acompanha durante 4 anos, ou 5... e que é nossa resposta pronta para tudo: “não posso porque tenho que trabalhar na tese”. Estes não deveriam ser os agradecimentos? Enfim, toda história precisa de uma introdução, se for um pouco divertida melhor. E a quem temos que agradecer? Aos que ajudam a carregar a mochila, aos que dizem para ir em frente, aos que nos arrancam um sorriso, pois nenhuma conquista é individual.

A história do meu doutorado, assim como de tantos outros, lembra as vezes uma novela. Um doutorado em túneis em rocha, em um curso onde atualmente não há mecânica de rochas. Prevendo inúmeros de ensaios em rocha, sem um laboratório de rochas. Um doutorado em um túnel real, no início sem um túnel real. Um início cheio de vontade e... só. Típica tese da teimosia. Teimosia não, mas sim uma grande vontade de realizar esta tese.

Então o primeiro agradecimento obviamente é para o companheiro de toda a jornada, que cedeu a minha teimosia, que compartilhou as dificuldades do início e topou o tema, abraçou a tarefa, depositou a confiança. Professor Bressani, muito obrigado por ter sido meu orientador e pela presença durante a caminhada, pelo empenho para que tudo acontecesse, por andar na mesma direção.

Agradeço ao CNPq pelo apoio financeiro a pesquisa.

Agradeço a empresa Camargo Corrêa, na pessoa do eng. Marcelo Girardelo, grande sujeito, que possibilitou a realização do estudo no túnel da UHE Castro Alves, que não mediu esforços para que o estudo fosse colocado em prática. Meu sincero muito obrigado.

A equipe de instrumentação da Camargo Corrêa na UHE Castro Alves: Ricardo, Maicon e Elton imenso agradecimento pelo empenho e amizade na realização de todas as leituras, instalação das seções e por, literalmente, ajudar a carregar pedra.

Ao geólogo da Engevix na obra, Paiva, pelas preciosas informações disponibilizadas e pelas discussões realizadas em campo.

A CERAN por concordar com a realização do estudo no túnel de sua propriedade.

Agradeço ao laboratório de mecânica das rochas LMR da engenharia de Minas, por ceder os equipamentos para os ensaios sísmicos e para o corte das amostras e, principalmente, ao professor André Zingano pelas aulas de uso de equipamentos e pelo pronto auxílio prestado sempre.

Agradeço ao LEME laboratório de ensaios e modelos estruturais da UFRGS, por ceder a prensa para os ensaios de compressão simples e tração indireta.

Muito obrigado aos bolsistas de iniciação científica que participaram desta pesquisa: Leandro Conterato, Patrícia Pinter e Camila Xavier.

Agradecimento muito especial aos colegas portugueses da Universidade de Coimbra e do Porto, que muito bem nos receberam para o programa de doutorado Sanduiche, especialmente ao professor Antônio Pedro, primeiramente pela amizade e também pela ajuda inestimável para colocar a rodar os cálculos desejados. Ainda mais especial ao professor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa, engenheiro de conhecimento ímpar e ser humano formidável. Muito obrigado professor, pelos inúmeros ensinamentos, pela oportunidade de lhe conhecer e conviver na estimada Coimbra, és com certeza alguém em quem se espelhar.

Ainda em Portugal, agradeço ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), principalmente ao engenheiro Muralha, pela amigável ajuda na implementação dos ensaios triaxiais, além das valiosas discussões sobre o comportamento das rochas.

Agradeço a Maria Teresa Soares, gerente da Geobrugg AG no Brasil, pela compreensão e paciência neste período em que, por vezes, o trabalho teve que dar lugar a tese. Este tempo cedido foi muito importante, entretanto o agradecimento maior é pela preocupação e vontade sinceras que esta tese se materializasse, que eu pudesse concluir esta etapa.

A família, base do indivíduo, agradeço imensamente a Deus por eu fazer parte da minha. Agradeço principalmente a minha mãe por não ter medido esforços para possibilitar para mim e para minhas irmãs as oportunidades que tivemos, e, mais que isso, pelo amor e carinho sempre dispendido à prole. Te amamos mãe. Ao meu pai peço desculpas pela minha constante falta de tempo, ausência e birra enquanto tu tinhas saúde para compartilhar momentos. E por

“falar” isso só agora que não estás mais aqui para ouvir. Independente de qualquer coisa, sei que estás torcendo por mim. Beijão e abração.

A minha mulher Jucélia. Muito obrigado amor, por existir e estar ao meu lado, por tornar minha vida melhor. Só agora me dei em conta que tu já me conheceu doutorando, obrigado por compartilhar os bons e maus momentos deste período. Se “carregando a mochila” já eramos felizes, agora só tende a melhorar. Te amo amor.

Repetindo de 2005, finalmente eu deixo um pedido de desculpas as pessoas que chegaram até este parágrafo, deviam ter encontrado seu nome acima, mas não encontraram. Podem ter certeza, eu também sei que seus nomes deveriam estar aqui, mas, dentre as minhas poucas virtudes, a boa memória definitivamente não consta. Desculpe mesmo e.... muito obrigado.

Obrigado a Deus por tornar tudo isso possível.

Conhecimento sem mudança não é sabedoria

A handwritten signature in cursive script, reading "A. Einstein". The signature is written in black ink on a light background.

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>11</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b>	<b>17</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>18</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>21</b>
<b>2 APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO</b>	<b>24</b>
2.1 Túnel da UHE Castro Alves	25
2.2 Geologia da área	28
2.2.1 Bacia do Paraná e Formação Serra Geral	28
2.2.2 Geologia estrutural e estado de tensões	36
2.2.3 Apresentação de dados de geologia da obra	39
<b>3 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ROCHAS E SUA MODELAGEM</b>	<b>44</b>
<b>4 ENSAIOS EM ROCHA</b>	<b>74</b>
4.1 Amostragem realizada	75
4.1.1 Amostragem de blocos provenientes dos processos de escavação	75
4.2 Amostragem com sonda rotativa	78
4.3 Ensaio de carga puntiforme (PLT)	82
4.3.1 Princípios e revisão de literatura	82
4.3.2 Aplicação à pesquisa, materiais e métodos	84
4.3.3 Resultados obtidos	86
4.3.4 Comentários sobre os ensaios PLT	90
4.4 Ensaio de compressão simples – RCS	92
4.4.1 Princípios e revisão da literatura	92
4.4.2 Aplicação a pesquisa, materiais e métodos	94
4.4.3 Resultados obtidos	99
4.5 Ensaio de compressão triaxial	113
4.5.1 Princípios e revisão da literatura	113
4.5.2 Aplicação à pesquisa, materiais e métodos	114
4.5.3 Resultados obtidos	118
4.5.4 Comentários sobre os ensaios triaxiais	136
4.6 Ensaio de compressão diametral (TI – tração indireta)	138
4.6.1 Princípios e revisão da literatura	138
4.6.2 Aplicação à pesquisa, materiais e métodos	139
4.6.3 Resultados obtidos	140

4.6.4	TI – Comentários sobre os ensaios TI .....	144
<b>4.7</b>	<b>Ensaio de velocidade de propagação da onda.....</b>	<b>145</b>
4.7.1	Princípios e revisão da literatura .....	145
4.7.2	Aplicação a pesquisa, materiais e métodos .....	148
4.7.3	Resultados obtidos .....	151
4.7.4	Comentários sobre os ensaios sísmicos .....	160
<b>4.8</b>	<b>Correlações verificadas .....</b>	<b>162</b>
<b>4.9</b>	<b>Envoltórias de ruptura obtidas .....</b>	<b>170</b>
<b>5</b>	<b>ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA.....</b>	<b>175</b>
<b>5.1</b>	<b>Projeto de escavações subterrâneas em rocha .....</b>	<b>176</b>
5.1.1	Projeto dos tratamentos do túnel de adução da UHE Castro Alves.....	180
<b>5.2</b>	<b>Métodos de escavação .....</b>	<b>184</b>
5.2.1	Apresentação do ciclo de escavação da obra.....	186
<b>5.3</b>	<b>Controle e instrumentação .....</b>	<b>190</b>
5.3.1	Apresentação da instrumentação adotada no túnel de adução da UHE Castro Alves.....	191
<b>5.4</b>	<b>Modelagem numérica.....</b>	<b>200</b>
<b>5.5</b>	<b>Simulação numérica do túnel da UHE Castro Alves .....</b>	<b>203</b>
5.5.1	Programa utilizado .....	203
5.5.2	Malha construída.....	204
5.5.3	Parâmetros adotados na análise .....	212
5.5.4	Resultados obtidos .....	217
<b>5.6</b>	<b>Análises paramétricas.....</b>	<b>224</b>
5.6.1	Estratigrafia dos derrames .....	225
5.6.2	Diferentes níveis de tensões no maciço ( <i>rockbursts</i> ).....	226
<b>5.7</b>	<b>Comentários sobre as análises numéricas realizadas .....</b>	<b>231</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>234</b>
<b>6.1</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros .....</b>	<b>238</b>

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2-1: LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO. ....	25
FIGURA 2-2: USINAS CONSTRUÍDAS/EM CONSTRUÇÃO NA BACIA TAQUARI-ANTAS. ....	26
FIGURA 2-3: SEÇÃO TRANSVERSAL DO TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES. ....	27
FIGURA 2-4: ESQUEMA DA UHE CASTRO ALVES. ....	27
FIGURA 2-5: MORFOLOGIA DE ESCARPA CONSTITUIDA POR DERRAMES BASÁLTICOS SEGUNDO LEINZ E AMARAL (1980). ....	29
FIGURA 2-6: RELAÇÕES ENTRE ÍNDICE DE COR, TEOR DE SÍLICA, COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA E AMBIENTE DE CRISTALIZAÇÃO PARA AS ROCHAS ÍGNEAS MAIS COMUNS (SZABÓ <i>ET AL.</i> , 2003). ....	30
FIGURA 2-7: MAPA GEOLÓGICO DA ÁREA DE ESTUDO (MODIFICADO DE RADAMBRASIL, IBGE,1986). NA FIGURA: 1= UHE CASTRO ALVES, 2=UHE MONTE CLARO E 3=UHE 14 DE JULHO, AS LINHAS TRACEJADAS INDICAM OS TÚNEIS DE ADUÇÃO DAS USINAS. ....	31
FIGURA 2-8: COLUNAS ESTRATIGRÁFICAS DE NUMMER (2003) E REGINATO (2003), AO FUNDO CROQUI EM ESCALA HORIZONTAL DEFORMADA DO TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES E RELEVO. ....	33
FIGURA 2-9: HISTOGRAMA DE FREQUÊNCIA DAS MEDIDAS UTILIZADAS E RESULTADO DA ANÁLISE CINEMÁTICA REALIZADA POR REGINATO (2003) PARA O SETOR VERANÓPOLIS. ....	37
FIGURA 2-10: CAMPOS PALEOTENSIONAIS DEFINIDOS POR REGINATO (2003) PARA A ÁREA DE ESTUDO. ....	39
FIGURA 2-11: CROQUI DO MAPEAMENTO GEOLÓGICO EXECUTADO A CADA AVANÇO DA ESCAVAÇÃO DO TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES. ....	40
FIGURA 2-12: SIG DO TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES, CLASSIFICAÇÃO DO MACIÇO SEGUNDO O VALOR DE Q. ESCALA, VERMELHO Q=1, VERDE ESCURO Q=50. ....	42
FIGURA 2-13: MAPEAMENTO GEOLÓGICO DOS 655M DO TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES QUE FORAM ACOMPANHADOS NESTA TESE. ....	43
FIGURA 3-1: REPRESENTAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA ESCALA NO MODELO DE COMPORTAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO A SER UTILIZADO (HOEK, 1983). ....	45
FIGURA 3-2: ENSAIO COM CORPO DE PROVA DE BRECHA PRETA (CP75), TRECHOS CARACTERÍSTICOS DA CURVA TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO NO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES (VEJA TEXTO). ....	47
FIGURA 3-3: COMPORTAMENTO DÚCTIL E FRÁGIL NA RUPTURA. ENSAIOS COM COM BASALTO DENSO (BD) E BRECHA PRETA (BP). ....	48
FIGURA 3-4: ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA NO PLANO TENSÃO CISALHANTE ( $\tau$ ) <i>VERSUS</i> TENSÃO NORMAL ( $\sigma$ ), (A) CRITÉRIO DE RUPTURA DE COULOMB E (B) EXEMPLO DE ENVOLTÓRIA DE MOHR. ....	50
FIGURA 3-5: VISUALIZAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE RUPTURA: (A) COULOMB, (B) GRIFFITH E (C) GRIFFITH MODIFICADO. ....	52
FIGURA 3-6: SIGNIFICADO DOS INVARIANTES DE TENSÃO E DO ÂNGULO TETA, APRESENTANDO A SUPERFÍCIE DE RUPTURA TRIDIMENSIONAL DO CRITÉRIO DE HOEK E BROWN. ....	58
FIGURA 3-7: ENSAIO DO CORPO DE PROVA 99 DE BRECHA PRETA, COM VERIFICAÇÃO DOS TRECHOS DA CURVA TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO AXIAL E DEFORMAÇÃO AXIAL <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA NO GRÁFICO DO LADO ESQUERDO. NO LADO DIREITO, OBSERVA-SE A ENVOLTÓRIA DE RUPTURA NO PLANO $I_1, \sqrt{J_2}$ . COM A TRAJETÓRIA DE TENSÃO DO ENSAIO REAL E NUMÉRICO. ....	62
FIGURA 3-8: REPRESENTAÇÃO DO VETOR DE DEFORMAÇÃO PLÁSTICA EM DUAS SITUAÇÕES: (A) LEI DE FLUXO ASSOCIADA, OU SEJA, SUPERFÍCIE DE POTENCIAL PLÁSTICO IGUAL A SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO E (B) SUPERFÍCIE DE POTENCIAL PLÁSTICO DIFERENTE DA SUP. DE PLASTIFICAÇÃO. PARA AMBOS OS CASOS A SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO COINCIDE COM A SUPERFÍCIE DE RUPTURA QUE É DEFINIDA COMO UMA ENVOLTÓRIA LINEAR SEGUINDO O CRITÉRIO DE MOHR COULOMB. ....	64
FIGURA 3-9: RESULTADOS DE TRÊS ENSAIOS TRIAXIAIS SIMULADOS COM O PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADO NESTA TESE. ....	66
FIGURA 3-10: LEI DE FLUXO NÃO ASSOCIADA, (A) CRITÉRIO DE MOHR COULOMB E (B) CRITÉRIO DE HOEK E BROWN. ....	68
FIGURA 3-11: VARIAÇÃO NA DIREÇÃO DO VETOR DE DEFORMAÇÃO PLÁSTICA DEVIDO A CURVATURA DA SUPERFÍCIE DE PLASTIFICAÇÃO, SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS. ....	69



FIGURA 3-12: ENSAIO TRIAXIAL DO CORPO DE PROVA 99, BP, E SUA RETRO-ANÁLISE COM SIMULAÇÃO NUMÉRICA. ....	70
FIGURA 3-13: DIFERENTES MÓDULOS OBTIDOS EM ENSAIOS PARA ROCHAS: (1) MÓDULO TANGENTE INICIAL; (2) MÓDULO ELÁSTICO TANGENTE; (3) MÓDULO DE RECARGA E (4) MÓDULO DE DEFORMABILIDADE. ..	71
FIGURA 4-1: AMOSTRAGEM DE TESTEMUNHOS DE BLOCOS PROVENIENTES DA ESCAVAÇÃO.....	76
FIGURA 4-2: BLOCOS APÓS A EXTRAÇÃO DAS AMOSTRAS. ....	76
FIGURA 4-3: AMOSTRAGEM REALIZADA EM BASALTO DENSO. ....	79
FIGURA 4-4: AMOSTRAGEM REALIZADA EM BASALTO VESÍCULO AMIGDALOIDAL. ....	80
FIGURA 4-5: AMOSTRAGEM REALIZADA EM BRECHA PRETA.....	81
FIGURA 4-6: FORMATOS DOS CORPOS DE PROVA PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA PUNTIFORME.....	83
FIGURA 4-7: EQUIPAMENTO PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS DE CARGA PUNTIFORME (A) CORPO DE PROVA IRREGULAR E (B) CORPO DE PROVA CILÍNDRICO. ....	86
FIGURA 4-8: $I_{550}$ PARA BASALTO DENSO (BD) CALCULADO COM MÉTODO GRÁFICO (ASTM) E PELO MÉTODO DE BROOK (1985), AMBOS CALCULADOS COM $D_e$ CALCULADOS PELAS EXPRESSÕES DA ASTM E COM $D_e$ CALCULADO A PARTIR DE ÁREA MEDIDA.....	87
FIGURA 4-9: $I_{550}$ PARA BASALTO VESÍCULO AMIGDALOIDAL (BVA) CALCULADO COM MÉTODO GRÁFICO (ASTM) E PELO MÉTODO DE BROOK (1985), AMBOS CALCULADOS COM $D_e$ CALCULADOS PELAS EXPRESSÕES DA ASTM E COM $D_e$ CALCULADO A PARTIR DE ÁREA MEDIDA. ....	87
FIGURA 4-10: $I_{550}$ PARA BRECHA VERMELHA (BV) CALCULADO COM MÉTODO GRÁFICO (ASTM) E PELO MÉTODO DE BROOK (1985), AMBOS CALCULADOS COM $D_e$ CALCULADOS PELAS EXPRESSÕES DA ASTM E COM $D_e$ CALCULADO A PARTIR DE ÁREA MEDIDA. ....	88
FIGURA 4-11: $I_{550}$ PARA BRECHA PRETA (BP) CALCULADO COM MÉTODO GRÁFICO (ASTM) E PELO MÉTODO DE BROOK (1985), AMBOS CALCULADOS COM $D_e$ CALCULADOS PELAS EXPRESSÕES DA ASTM E COM $D_e$ CALCULADO A PARTIR DE ÁREA MEDIDA.....	88
FIGURA 4-12: COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIOS COM CORPOS DE PROVA COM FORMAS IRREGULARES (CAMPO - C) E CILÍNDRICOS (LABORATÓRIO - L). ....	89
FIGURA 4-13: COMPARAÇÃO ENTRE ENSAIOS REALIZADOS EM CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS SECOS EM ESTUFA E APÓS SUBMERSÃO DE 48H. ....	90
FIGURA 4-14: (A) CORPO DE PROVA TORNEADO E (B) CABEÇOTES COM MESMO DIÂMETRO DO CORPO DE PROVA (MODIFICADO DE JAEGER E COOK, 1976). ....	93
FIGURA 4-15: CORTE DAS AMOSTRAS, NO SENTIDO HORÁRIO: EQUIPAMENTO UTILIZADO, CORTE EM EXECUÇÃO, AMOSTRA APÓS O CORTE (COM APARATO DO TUBO DE PVC) E MEDIDA DE PARALELISMO DAS FACES.....	95
FIGURA 4-16: FOTOGRAFIAS DOS EQUIPAMENTOS DE ENSAIO: TOPO ESQUERDA, PRENSA PARA 200 TON. UTILIZADA, TOPO DIREITA: PISTÕES DE CARGA E RÓTULA USINADAS PARA OS ENSAIOS E CENTRO ABAIXO: SENSORES DE EFEITO HALL PARA MEDIÇÃO LOCAL DE DESLOCAMENTOS.....	97
FIGURA 4-17: CURVA TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES DO CP 41, AMOSTRADO DE BLOCO DE BASALTO DENSO. ....	99
FIGURA 4-18: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	105
FIGURA 4-19: RESULTADOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES NO CORPO DE PROVA 41, BD.....	106
FIGURA 4-20: RESULTADOS DE ENSAIO EM BVA (CP 94) FASE COM INSTRUMENTAÇÃO LOCAL, NA RECARGA CORPO DE PROVA ROMPEU COM 203,23 MPA. ....	108
FIGURA 4-21: RESULTADO DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES EM CORPO DE PROVA DE BP (CP 75). ....	109
FIGURA 4-22: RESULTADO DE ENSAIO EM BV (CP 30).....	110
FIGURA 4-23: COMPARATIVO DOS ENSAIOS NOS DIFERENTES TIPOS DE ROCHAS (BD, BVA, BP E BV): CURVAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO E DEFORMAÇÃO AXIAL <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA.....	111
FIGURA 4-24: DETALHE DA INSTRUMENTAÇÃO LOCAL PARA MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS RADIAIS. ....	115
FIGURA 4-25: PRENSAS UTILIZADAS NA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS. ....	116
FIGURA 4-26: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS (TODOS OS GRÁFICOS COM ESCALA 1H:10V).....	122
FIGURA 4-27: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS EM BP COM DADOS CLASSIFICADOS PELO VALOR DE VP. ....	123
FIGURA 4-28: CURVAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO AXIAL E DEFORMAÇÃO AXIAL <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA PARA OS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS EM BD, AMOSTRAS RETIRADAS COM SONDA ROTATIVA.....	124

FIGURA 4-29: RETRO-ANÁLISE DO ENSAIO DO CP19, BD, $\sigma_3=10\text{MPa}$ .....	125
FIGURA 4-30: CURVAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO AXIAL E DEFORMAÇÃO AXIAL <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA PARA OS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS EM BVA, UTILIZANDO AMOSTRAS RETIRADAS COM SONDA ROTATIVA. ....	126
FIGURA 4-31: RETRO-ANÁLISE DO ENSAIO DO CP67, BVA, $\sigma_3=5\text{MPa}$ .....	127
FIGURA 4-32: CURVAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO AXIAL E DEFORMAÇÃO AXIAL <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA PARA OS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS EM BP, COM VP BAIXA, UTILIZANDO AMOSTRAS RETIRADAS COM SONDA ROTATIVA. OS ENSAIOS COM TENSÃO CONFINANTE DE 2 E 5 MPa NÃO FORAM APRESENTADOS POIS OS MESMOS NÃO APRESENTARAM CURVAS SATISFATÓRIAS DEVIDO A PROBLEMAS NA AQUISIÇÃO DOS DADOS DE DESLOCAMENTOS, APENAS OS VALORES DE CARGA MÁXIMA FORAM UTILIZADOS. ....	128
FIGURA 4-33: CURVAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO AXIAL E DEFORMAÇÃO AXIAL <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA PARA OS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS EM BP, COM VP MÉDIA, UTILIZANDO AMOSTRAS RETIRADAS COM SONDA ROTATIVA. ....	128
FIGURA 4-34: CURVAS TENSÃO <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO AXIAL E DEFORMAÇÃO AXIAL <i>VERSUS</i> DEFORMAÇÃO VOLUMÉTRICA PARA OS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS EM BP, COM VP ALTA, UTILIZANDO AMOSTRAS RETIRADAS COM SONDA ROTATIVA. ....	129
FIGURA 4-35: RETRO-ANÁLISE DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DO CP99, BP, $\sigma_3=1\text{MPa}$ E CP92, BP, $\sigma_3=10\text{MPa}$ .....	130
FIGURA 4-36: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CORPOS DE PROVA DE BD RETIRADOS DE BLOCOS (MÓDULO TANGENTE <i>VERSUS</i> TENSÃO CONFINANTE E DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA).....	132
FIGURA 4-37: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CORPOS DE PROVA DE BVA RETIRADOS DE BLOCOS (MÓDULO TANGENTE <i>VERSUS</i> TENSÃO CONFINANTE E DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA).....	132
FIGURA 4-38: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CORPOS DE PROVA DE BP RETIRADOS DE BLOCOS (MÓDULO TANGENTE <i>VERSUS</i> TENSÃO CONFINANTE E DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA).....	132
FIGURA 4-39: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CORPOS DE PROVA DE BV RETIRADOS DE BLOCOS (MÓDULO TANGENTE <i>VERSUS</i> TENSÃO CONFINANTE E DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA).....	133
FIGURA 4-40: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CORPOS DE PROVA DE BD RETIRADOS DE SONDAGEM (MÓDULO TANGENTE <i>VERSUS</i> TENSÃO CONFINANTE E DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA).....	133
FIGURA 4-41: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CORPOS DE PROVA DE BVA RETIRADOS DE SONDAGEM(MÓDULO TANGENTE <i>VERSUS</i> TENSÃO CONFINANTE E DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA). ....	133
FIGURA 4-42: RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DE CORPOS DE PROVA DE BP RETIRADOS DE SONDAGEM (MÓDULO TANGENTE <i>VERSUS</i> TENSÃO CONFINANTE E DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA).....	134
FIGURA 4-43: VARIAÇÃO DOS MÓDULOS NORMALIZADOS OBTIDOS NOS CICLOS DE CARGA E DESCARGA <i>VERSUS</i> A TENSÃO CONFINANTE. ....	135
FIGURA 4-44: VARIAÇÃO DOS MÓDULOS NORMALIZADOS <i>VERSUS</i> A DEFORMAÇÃO PLÁSTICA.....	136
FIGURA 4-45: RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE TRAÇÃO INDIRETA, “B” AMOSTRAS RETIRADAS DOS BLOCOS E “S” AMOSTRAS RETIRADAS COM SONDA ROTATIVA. ....	144
FIGURA 4-46: ÍNDICE DE QUALIDADE <i>VERSUS</i> POROSIDADE DA ROCHA, SEGUNDO PROPOSTO POR FOURMAINTRAUX (1976) <i>APUD</i> GOODMAN (1980).....	147
FIGURA 4-47: APARELHO UTILIZADO NA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS SÍSMICOS. ....	149
FIGURA 4-48: EQUIPAMENTO ADAPTADO PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIO SÍSMICO COM CARGA APLICADA....	150
FIGURA 4-49: VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDA DE COMPRESSÃO (VP) PARA AMOSTRAS RETIRADAS DOS BLOCOS (B) E COM SONDA ROTATIVA (S). ....	152
FIGURA 4-50: VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDA DE COMPRESSÃO (VP) NORMALIZADA PELO VALOR DE VP MÁXIMO DE CADA ENSAIO, COM A TENSÃO AXIAL APLICADA NO CORPO DE PROVA. ....	153
FIGURA 4-51: VARIAÇÃO DE VP AO LONGO DO TESTEMUNHO DE SONDAGEM EXTRAÍDO DO BD.....	155
FIGURA 4-52: VARIAÇÃO DE VP AO LONGO DO FURO DE SONDAGEM PARA O BVA.....	156
FIGURA 4-53: VARIAÇÃO DE VP AO LONGO DO FURO DE SONDAGEM EM BP. ....	157
FIGURA 4-54: VARIAÇÃO DE VP AO LONGO DO FURO DE SONDAGEM EM BP COM LINHAS MÉDIAS AJUSTADAS AOS DIFERENTES MATERIAIS VERIFICADOS NO FURO DE SONDAGEM. ....	158
FIGURA 4-55: RELAÇÃO ENTRE VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE COMPRESSÃO E POROSIDADE APARENTE (AMOSTRAS DOS BLOCOS).....	162

FIGURA 4-56: RELAÇÃO ENTRE VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE CISALHAMENTO E POROSIDADE APARENTE (AMOSTRAS DOS BLOCOS).....	163
FIGURA 4-57: VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS) COM A VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE COMPRESSÃO. ....	164
FIGURA 4-58: VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS) COM A VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE CISALHAMENTO (VS).....	164
FIGURA 4-59: VERIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS) COM A POROSIDADE APARENTE ( $\eta$ ). ....	165
FIGURA 4-60: CORRELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE COMPRESSÃO PUNTIFORME E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	166
FIGURA 4-61: VALORES MÉDIOS DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE, PARA AS DIFERENTES ROCHAS ESTUDADAS, MEDIDOS COM DIFERENTES ENSAIOS EM AMOSTRAS PROVENIENTES DOS BLOCOS. ....	167
FIGURA 4-62: VALORES MÉDIOS DE MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE, PARA AS DIFERENTES ROCHAS ESTUDADAS, MEDIDOS COM DIFERENTES ENSAIOS EM AMOSTRAS EXTRAIDAS COM SONDA.....	168
FIGURA 4-63: RELAÇÃO ENTRE MÓDULOS MEDIDOS EM ENSAIOS SÍSMICOS E MÓDULOS MEDIDOS EM ENSAIOS DE RCS E TRIAXIAIS.....	169
FIGURA 4-64: ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA AS AMOSTRAS DE BD.....	171
FIGURA 4-65: ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA AS AMOSTRAS DE BVA.....	171
FIGURA 4-66: ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA AS AMOSTRAS DE BP. ....	172
FIGURA 4-67: ENVOLTÓRIA DE RUPTURA PARA AS AMOSTRAS DE BV. ....	172
FIGURA 4-68: ENVOLTÓRIAS MÉDIAS DE RUPTURA PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ROCHA, NO LADO ESQUERDO EM ESCALA DEFASADA (1H=6,7V) E NO LADO DIREITO EM ESCALA REAL (1H=1V). ....	174
FIGURA 5-1: TRATAMENTOS PROPOSTOS DE ACORDO COM A CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA (GRIMSTAD E BARTON, 1993) .....	178
FIGURA 5-2: EXEMPLO DE ANÁLISE CINEMÁTICA DE BLOCOS, TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES, TODAS AS MEDIDAS DE FRATURAS AO LONGO DO TRECHO ACOMPANHADO NESTA TESE. ....	178
FIGURA 5-3: CURVA CONVERGÊNCIA CONFINAMENTO PARA UM TÚNEL CIRCULAR COM RAIOS EQUIVALENTE AO RAIOS DO TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES, CONSIDERANDO CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK E BROWN, E PARÂMETROS DE BD COM CURVA REFERENTE AO TRATAMENTO EM CONCRETO PROJETADO PARA CLASSE II (NÃO CONSIDERADO TEMPO PARA ENDURECIMENTO DO CONCRETO PROJETADO). ....	179
FIGURA 5-4: CLASSES 1 E 2, TRATAMENTO TÍPICO.....	181
FIGURA 5-5: CLASSE 3, TRATAMENTO TÍPICO. ....	181
FIGURA 5-6: CLASSE 4, TRATAMENTO TÍPICO. ....	182
FIGURA 5-7: CLASSE 5, TRATAMENTO TÍPICO. ....	182
FIGURA 5-8: CLASSES 6 E 7, TRATAMENTO TÍPICO.....	183
FIGURA 5-9: CLASSE 8, TRATAMENTO TÍPICO. ....	183
FIGURA 5-10: PERFURAÇÃO PARA COLOCAÇÃO DOS CHUMBADORES.....	187
FIGURA 5-11: A ESQUERDA PERFURAÇÃO DA FRENTE, A DIREITA INSTALAÇÃO DOS CHUMBADORES DURANTE A PERFURAÇÃO DA FRENTE. ....	187
FIGURA 5-12: CARREGAMENTO COM EXPLOSIVOS E MONTAGEM DO SISTEMA DE DETONAÇÃO. ....	188
FIGURA 5-13: A ESQUERDA BATE-CHOCO MECÂNICO, A DIREITA BATE-CHOCO MANUAL. ....	189
FIGURA 5-14: APLICAÇÃO DO CONCRETO PROJETADO.....	189
FIGURA 5-15: MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA REALIZADAS, UTILIZANDO A NOMENCLATURA DA OBRA. ....	193
FIGURA 5-16: SEÇÕES DE INSTRUMENTAÇÃO INSTALADAS NO TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES, CLASSIFICADAS QUANTO AO DESLOCAMENTO NA MEDIDA AB. ....	194
FIGURA 5-17: SEÇÕES DE INSTRUMENTAÇÃO CLASSIFICADAS PELO SOMATÓRIO DOS VALORES ABSOLUTOS DOS DESLOCAMENTOS MEDIDOS. ....	195
FIGURA 5-18: EXECUÇÃO DE LEITURA DE CONVERGÊNCIA NO TÚNEL DE ADUÇÃO DA UHE CASTRO ALVES. ...	196
FIGURA 5-19: POSIÇÃO FINAL DOS PINOS DE INSTRUMENTAÇÃO, UTILIZANDO A NOMENCLATURA FINAL DA TESE.....	197
FIGURA 5-20: RESULTADOS DAS MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA DA REGRESSIVA 3652.....	197
FIGURA 5-21: RESULTADO DAS MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA DA REGRESSIVA 3752.....	198
FIGURA 5-22: MAPEAMENTO GEOLÓGICO DOS 655M DO TÚNEL DA UHE CASTRO ALVES QUE FORAM ACOMPANHADOS NESTA TESE COM INDICAÇÃO DAS SEÇÕES DE INSTRUMENTAÇÃO APRESENTADAS. ....	199

FIGURA 5-23: DIFERENTES GEOMETRIAS ANALISADAS PARA DEFINIÇÃO DA LARGURA E ALTURA DA MALHA.	206
FIGURA 5-24: RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS EM RELAÇÃO A SOLUÇÃO APROXIMADA DE SHARAN (2008).	207
FIGURA 5-25: MALHA TRIDIMENSIONAL PARA AVALIAÇÃO DAS DIMENSÕES DA MALHA FINAL.	209
FIGURA 5-26: CONVERGÊNCIA NORMALIZADA EM RELAÇÃO A CONVERGÊNCIA MÁXIMA EM RELAÇÃO AO AVANÇO DO TÚNEL NORMALIZADO PELO RAI DO TÚNEL.	209
FIGURA 5-27: MALHA UTILIZADA. (A) VISTA 2D, (B) VISTA 3D, (C) VISTA 3D COM TÚNEL ESCAVADO.	210
FIGURA 5-28: COMPARAÇÃO DE MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA COM E SEM REVESTIMENTO NAS ANÁLISES NUMÉRICAS. SUBSCRITO “S” INDICA AUSÊNCIA DE REVESTIMENTO E SUBSCRITO “C” INDICA PRESENÇA DE REVESTIMENTO.	211
FIGURA 5-29: MAPA COM A CLASSIFICAÇÃO DO TÚNEL DE ACORDO COM O VALOR DE GSI CALCULADO PARA CADA AVANÇO.	214
FIGURA 5-30: PARÂMETROS DO MACIÇO ROCHOSO.	215
FIGURA 5-31: ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA MÉDIAS PARA A ROCHA INTACTA E PARA O MACIÇO.	216
FIGURA 5-32: RESULTADO DE CÁLCULO PRELIMINAR APRESENTANDO OS DESLOCAMENTOS TOTAIS CALCULADOS DURANTE O AVANÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO.	218
FIGURA 5-33: DESLOCAMENTOS CALCULADOS NORMALIZADOS EM RELAÇÃO AO DESLOCAMENTO MÁXIMO, EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO NORMALIZADA PELO RAI EQUIVALENTE DO TÚNEL.	219
FIGURA 5-34: DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NAS CORDAS DE MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA (VALORES REAIS E OBTIDOS NUMERICAMENTE).	220
FIGURA 5-35: RESULTADO DA ANÁLISE NUMÉRICA COM PARÂMETROS DA ENVOLTÓRIA MÉDIA E DIFERENTES VALORES DE $K_0$ , COMPARANDO RESULTADOS REAIS DA SEÇÃO 3752.	221
FIGURA 5-36: COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE MEDIDAS DE DESLOCAMENTO, REAIS E NUMÉRICOS PARA A SEÇÃO 3752, COM ENVOLTÓRIA MÉDIA E $K_0=1,3$ .	222
FIGURA 5-37: RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA: DESLOCAMENTOS VERSUS DISTÂNCIA DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO À SEÇÃO DE ANÁLISE.	222
FIGURA 5-38: VISTA 3D DA FASE 10 DE ESCAVAÇÃO (SEÇÃO DE ANÁLISE) E VISTA 2D DO TÚNEL COMPLETAMENTE ESCAVADO. ESCALA DE TENSÃO DE CISLHAMENTO RELATIVA.	223
FIGURA 5-39: VERIFICAÇÃO DAS ZONAS PLASTIFICADAS ANALISADAS NUMERICAMENTE E COM VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE COMPRESSÃO VP.	224
FIGURA 5-40: ANÁLISE PARAMÉTRICA CONSIDERANDO TRÊS SITUAÇÕES: GEOMETRIA REAL (ENVOLTÓRIA MÉDIA), MACIÇO TODO FORMADO POR BD E MACIÇO TODO FORMADO POR BP.	225
FIGURA 5-41: ANÁLISE COM: (A) GEOMETRIA REAL, (B) CONSIDERAÇÃO DE TODO O MACIÇO COMO BD, (C) CONSIDERAÇÃO DE TODO O MACIÇO COMO BP.	226
FIGURA 5-42: VARIAÇÃO DA TENSÃO IN SITU COM A PROFUNDIDADE. (SHEORY, 1994).	228
FIGURA 5-43: VISTA 3D DAS SIMULAÇÕES COM $K_0=3$ (ESQ.) E $K_0=4$ (DIR.).	229
FIGURA 5-44: SEÇÃO TRANSVERSAL DO TÚNEL NAS ANÁLISES COM $K_0=3$ (ESQ.) E COM $K_0=4$ (DIR.).	229
FIGURA 5-45: SEÇÃO TRANSVERSAL.	230

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2-1: ANÁLISE QUÍMICA DAS ROCHAS ESTUDADAS NESTA TESE.	34
TABELA 2-2: CONTAGEM MODAL DAS LÂMINAS PETROGRÁFICAS PREPARADAS PARA ESTA TESE (PINTER <i>ET AL</i> , 2008).	35
TABELA 3-1: APRESENTAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE RUPTURA NO ESPAÇO DAS TENSÕES PRINCIPAIS, NO PLANO OCTAÉDRICO E ESCRITOS EM FUNÇÃO DOS INVARIANTES DE TENSÃO (ALMEIDA E SOUZA, 1998).	60
TABELA 4-1: IDENTIFICAÇÃO DOS BLOCOS COLETADOS EM CAMPO.	77
TABELA 4-2: MODELO DE APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS DE ENSAIOS (ANEXO 1).	102
TABELA 4-3: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES REALIZADOS EM AMOSTRAS RETIRADAS DE BLOCOS.	103
TABELA 4-4: RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES REALIZADOS EM AMOSTRAS OBTIDAS COM SONDA ROTATIVA.	104
TABELA 4-5: VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E MÓDULO DE DEFORMABILIDADE OBTIDOS DA LITERATURA.	106
TABELA 4-6: RIGIDEZ ESTIMADA DO EQUIPAMENTO COM BASE NOS MÓDULOS MEDIDOS COM INSTRUMENTAÇÃO LOCAL E EXTERNA.	112
TABELA 4-7: MODELO DE APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS.	119
TABELA 4-8: RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS EM AMOSTRAS RETIRADAS DOS BLOCOS.	120
TABELA 4-9: RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS EM AMOSTRAS RETIRADAS DAS SONDAS ROTATIVAS	121
TABELA 4-10: RESULTADOS DAS RETRO-ANÁLISES PARA DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO DE DILATÂNCIA.	131
TABELA 4-11: RESUMO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE TRAÇÃO INDIRETA EM AMOSTRAS RETIRADAS DOS BLOCOS DE ROCHA.	141
TABELA 4-12: RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS EM ENSAIOS COM AMOSTRAS RETIRADAS COM SONDA ROTATIVA.	143
TABELA 4-13: COMPARAÇÃO DOS VALORES OBTIDOS COM E SEM PRESSÃO PADRÃO.	150
TABELA 4-14: VALORES MÉDIOS DE VP E VS COM CÁLCULO DAS CONSTANTES ELÁSTICAS PARA AS AMOSTRAS RETIRADAS DE BLOCOS.	159
TABELA 4-15: VALORES MÉDIOS DE VP E VS COM CÁLCULO DAS CONSTANTES ELÁSTICAS PARA AS AMOSTRAS RETIRADAS COM SONDA ROTATIVA.	159
TABELA 4-16: VARIAÇÃO PERCENTUAL DOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE MÉDIOS EM RELAÇÃO AOS MÓDULOS MEDIDOS EM RCS.	168
TABELA 4-17: EQUAÇÕES DAS ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA A ROCHA INTACTA.	173
TABELA 5-1: CATEGORIAS DE SUPORTE UTILIZADAS NO TÚNEL DE ADUÇÃO DA UHE CASTRO ALVES.	180
TABELA 5-2: EQUAÇÕES DE CORRELAÇÃO ENTRE RMR E Q, DIVERSOS AUTORES (PEDRO, A.M.G., 2007).	212
TABELA 5-3: PARÂMETROS PARA ROCHA INTACTA (ENVOLTÓRIAS MÉDIAS) E PARA O MACIÇO COM BASE NA CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA EXISTENTE.	216

## LISTA DE SÍMBOLOS

ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BD	Basalto denso
BVA	Basalto vesículo amigdaloidal
BP	Brecha preta
BV	Brecha vermelha
$C_0$	Resistência à compressão simples no critério de Coulomb
$c'$	Coessão efetiva
$D_e$	Diâmetro equivalente
$E$	Módulo de Young
$E_m$	Módulo de deformabilidade do maciço
$E_i$	Módulo de deformabilidade da rocha intacta
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$\varepsilon_r$	Deformação radial
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\varepsilon_p$	Deformação plástica
FSG	Formação Serra Geral
$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo
GSI	Geological strenght Index
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\eta$	Porosidade aparente da rocha
$I_s$	Índice de compressão puntiforme
$I_{s50}$	Índice de compressão puntiforme para amostras com 50mm de diâmetro
$I_1, J_2, J_3$	Invariantes de tensão
$K_0$	Relação entre as tensões horizontais e verticais $\sigma'_h/\sigma'_v$ com def. horizontal nula.
LVDT	<i>Linear Variable Displacement Transducer</i>
$m_{bv}$	Parâmetro que define a dilatância no critério de Hoek e Brown com

	lei de fluxo não associada.
$m_i, s, a$	Constantes da rocha intacta no critério de Hoek e Brown
$\mu$	Coefficiente de atrito de Coulomb
$m_b, s, a$	Constantes do maciço no critério de Hoek e Brown
NATM	New Austrian Tunneling Method
$\nu$	Coefficiente de Poisson
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Q	Índice da classificação de Barton (NGI).
$\theta$	Teta, ângulo que descreve a posição do estado de tensão no plano octaédrico.
RCS	Resistência à compressão simples
RMR	Rock Mass Rating
RQD	Rock Quality Designation
$S_0$	Coesão no critério de Coulomb
$\sigma_c$	Resistência à compressão simples
$\sigma_{ci}$	Resistência à compressão simples da rocha intacta no critério de Hoek e Brown
$\sigma'_h$	Tensão horizontal efetiva
$\sigma_n$	Tensão normal
$\sigma_\theta$	Tensão perpendicular a borda do túnel circular
$\sigma_r$	Tensão radial no entorno de um túnel circular
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais
$T_0$	Resistência à tração
$\tau$	Tensão cisalhante
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UHE	Usina Hidrelétrica
Vp	Velocidade de onda de compressão
Vs	Velocidade de onda de cisalhamento
$\psi$	Ângulo de dilatância

## RESUMO

GOBBI, F. **Estudo do comportamento geomecânico de rochas efusivas da Formação Serra Geral e sua aplicação na modelagem numérica de túneis**. 2011 Tese (doutorado em engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS.

A ocupação do espaço subterrâneo tem assumido importância crescente na sociedade atual; destaca-se no Sul do Brasil o uso de escavações subterrâneas em empreendimentos hidrelétricos, executadas nas rochas efusivas da Formação Serra Geral (FSG). Algumas destas obras registraram tensões elevadas nos maciços rochosos, as quais ocasionaram grandes prejuízos por não terem sido previstas em projetos e não terem solução adequada quando são utilizadas correlações empíricas. Tendo em vista estas dificuldades no desenvolvimento dos projetos, esta tese teve o objetivo de estudar o comportamento das rochas efusivas da FSG e utilizar os dados na simulação numérica de túneis. Foi feito o acompanhamento da execução de cerca de 650m do túnel de adução da UHE Castro Alves, tendo sido coletados os dados de geologia, resultados da instrumentação da obra e coletadas amostras das rochas encontradas no túnel. Foram realizados ensaios de laboratório em corpos de prova para determinar o comportamento tensão *versus* deformação destes materiais e suas envoltórias de ruptura. Foram obtidas correlações entre alguns dos parâmetros. Os parâmetros determinados nos ensaios (rocha intacta) foram extrapolados para o maciço rochoso. Diversos dados da obra, bem como o cruzamento entre eles e os parâmetros geomecânicos obtidos foram colocados em uma plataforma SIG, a qual se mostrou uma ferramenta bastante útil e de grande potencialidade para uso nestes projetos. Com os parâmetros geomecânicos determinados para o maciço foi realizada uma análise numérica 3D do túnel escavado, a partir da qual foi feita uma retro-análise dos deslocamentos medidos em campo, sendo possível estimar o valor de  $K_0$  de campo de cerca de 1,3. Foram também realizadas análises paramétricas para estudar a importância da correta estratigrafia dos derrames basálticos (especialmente a presença das brechas) e a simulação de tensões horizontais elevadas, tendo se demonstrado a necessidade de análises deste tipo para verificação de soluções adequadas em túneis em maciços com estas condicionantes.

Palavras chave: túneis, rochas, ensaios em rochas, parâmetros de rochas, análise numérica de escavações subterrâneas, tensões horizontais.



## ABSTRACT

GOBBI, F. **The geomechanical behaviour of effusive rocks from Serra Geral Formation and its application to tunnel numerical analysis.** 2011 Post-Graduate thesis in civil engineering, UFRGS, Porto Alegre.

In the present society the underground occupation has become increasingly relevant. In Southern Brazil it is possible to observe the use of underground excavation applied to tunneling for hydro electric power plants, as carried out in the Serra Geral Formation (FSG) effusive rocks. Some of these tunnels showed high stresses in the rock mass, which resulted in time and money wasted as it was not expected in the project development and also because there was not a suitable solution found when empirical correlations were applied. Considering these difficulties during the project development, this thesis studies the FSG effusive rocks behavior and the utilization of tunnel data for numerical simulations. About 650m of tunnel excavation has been monitored at the UHE Castro Alves. Geology data, instrumentation results and rock samples have been obtained. To determine the shear stress versus strain behavior, laboratory tests were carried out. The correlation between some parameters was obtained and test parameters of the intact rock were extrapolated to the rock mass. A SIG platform has been used with the field data and the geomechanical parameters; it appears to be a useful tool with great potential for this kind of work. Since the geomechanical parameters have been determined, a FEM 3D analysis was carried out; field displacements back-analysis from the 3D analysis made possible the estimation of a  $K_0$  value approximately equal to 1,3. Parametrical analyses were also carried out to study the relevance of considering the correct rock strata and the effects of high horizontal stresses on the numerical simulation results, which showed the need for this kind of analysis in tunnels excavated under these conditions.

Key words: tunnel, rock, rock tests, rock parameters, numerical analysis in underground excavation, horizontal stress.



## 1 INTRODUÇÃO

Inicialmente a utilização de escavações subterrâneas se restringia às necessidades de mineração. Como o passar dos anos, cada vez mais soluções que contemplam a utilização do espaço subterrâneo vêm sendo adotadas em obras civis, como no caso dos metrô, galerias subterrâneas para disposição de resíduos, túneis rodoviários e ferroviários, túneis de adução de usinas hidrelétricas, cavernas para casa de força, etc.

O ritmo crescente de escavações subterrâneas ocorre também no Brasil onde atualmente várias destas obras estão em andamento, como os túneis de duplicação do trecho Sul da BR-101, expansão dos metrô das grandes cidades, usinas hidrelétricas, etc.

Destaca-se no estado do Rio Grande do Sul o grande número de usinas hidrelétricas que vêm sendo construídas. Apenas na bacia do Taquari-Antas, entre UHE's e PCH's, nos últimos anos oito empreendimentos foram finalizados e outros encontram-se em andamento. Somente no Rio das Antas existem estudos prévios de viabilidade em cerca de 50 pontos para implementação de usinas hidrelétricas. Devido à concepção destes projetos grande parte destas usinas possui túnel de adução escavado em rocha.

Ao se analisar parte dos projetos dos túneis das obras citadas acima percebe-se que, em geral, os mesmos consistem basicamente em projetos definindo a geometria dos túneis, e com tratamentos especificados com base em correlações empíricas disponíveis na literatura. A análise da instrumentação dos túneis em tempo real permite a validação do tratamento adotado ou a necessidade de ajuste do mesmo.

Escavações em rochas efusivas da Formação Serra Geral têm apresentado problemas relacionados a tensões residuais excessivas nos maciços, como nas UHE's Itá, Monte Claro e 14 de Julho. Nestes locais eventos como deslocamentos e explosões de rocha ocorreram, gerando aumento de riscos de acidentes, custos e prazos para execução das obras.

Tais fenômenos não possuem compreensão evidente e nem alternativas de projeto padrão capaz de ser aplicado em todas as situações, requerendo análise detalhada para concepção de projeto. Além disso, a evolução necessária nos projetos de escavações subterrâneas não se

restringe aos locais com problemas de ocorrência de tensões anômalas. A prática corrente dominante e questionada nos projetos de escavação subterrânea, de utilização de classificações geomecânicas como definidoras de projetos, não condiz com a evolução que a engenharia tem alcançado nas demais áreas de atuação.

Visando avançar nesta área do conhecimento, esta tese de doutorado tem como objetivo principal o de evoluir na caracterização geotécnica das rochas efusivas da Formação Serra Geral e na utilização de ferramentas numéricas em projetos de escavações subterrâneas como ferramenta de refinamento de projeto e de estimativa do estado de tensões iniciais do maciço.

Atendendo ao caráter prático a que se propunha o estudo, foram concentrados esforços em estudar um túnel real, no caso o túnel de adução da UHE Castro Alves, localizado em Nova Roma do Sul, RS. Foi acompanhada a execução de 650m de escavação deste túnel; durante este acompanhamento foram retiradas amostras dos diferentes tipos de rochas no interior do túnel, para realização de ensaios de laboratório, e registrados os dados de instrumentação da obra.

Todos os dados obtidos no acompanhamento da obra foram organizados utilizando uma interface em Sistema de Informações Geográficas - SIG, que também foi utilizado no cruzamento de diferentes informações obtidas para túnel.

Amplio trabalho de laboratório foi realizado, com ensaios de carga puntiforme, ensaios sísmicos, ensaio de compressão simples, ensaios de tração indireta e ensaios triaxiais, a fim de se obterem os parâmetros geomecânicos da rocha intacta, nomeadamente as envoltórias de ruptura e os parâmetros de deformabilidade, para posterior extrapolação para o maciço. Além de subsidiar as análises numéricas foram definidas correlações entre os diferentes ensaios, a fim de possibilitar a extrapolação de parâmetros para estudos básicos em outras obras realizadas nos derrames da FSG.

Ao final foi realizada uma análise numérica tridimensional, utilizando o método dos elementos finitos, para determinação dos deslocamentos no entorno do túnel e comparação com os valores medidos em campo, realizando-se então a validação do cálculo e do procedimento de determinação dos parâmetros geomecânicos. Além da análise de desempenho foram realizadas análises paramétricas para demonstração da importância da

consideração da correta estratigrafia do maciço e suas propriedades em análises numéricas e simulando a ocorrência de tensões horizontais elevadas no túnel da UHE Castro Alves.

Esta tese está dividida em seis capítulos, sendo este primeiro o capítulo introdutório que é seguido pelo capítulo dois onde é realizada a “apresentação da área de estudo”, com enfoque na apresentação da geologia regional e da obra, assim como é apresentada a organização destes dados da obra utilizando o SIG. O capítulo três apresenta o “comportamento geomecânico de rochas” e o Capítulo quatro apresenta “ensaios em rocha” onde todos os resultados do programa experimental desta tese está incluído. O capítulo cinco é destinado a “escavações subterrâneas”, onde são discutidos brevemente métodos de projeto, escavação e instrumentação de túneis em rocha e, principalmente, são apresentados os resultados do estudo numérico realizado nesta tese. Finalmente o capítulo seis apresenta as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

## 2 APRESENTAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A Companhia Energética Rio das Antas (CERAN) é composta por um complexo de três usinas localizadas no rio das Antas, entre os municípios de Antônio Prado, Bento Gonçalves, Cotiporã, Flores da Cunha, Nova Pádua, Nova Roma do Sul e Veranópolis, no nordeste do estado do Rio Grande do Sul (Figura 2-1).

No sentido do rio a primeira usina é a UHE Castro Alves, localizada entre os municípios de Nova Roma do Sul e Nova Pádua, com potência instalada de 130 MW. Ela teve o início de construção em novembro de 2005 (retomada) e a geração da primeira turbina em fevereiro de 2008.

A jusante da UHE Castro Alves, entre os municípios de Bento Gonçalves e Veranópolis, encontra-se a UHE Monte Claro com potência instalada de 130 MW. Esta usina começou a ser construída em abril de 2003 e iniciou a geração de energia em dezembro de 2004.

A última usina do complexo é a UHE 14 de Julho que tem potência instalada de 100 MW, está situada entre os municípios de Bento Gonçalves e Cotiporã. A usina teve início da construção em novembro de 2005 e geração com a primeira turbina em dezembro de 2008.

As obras das três usinas do complexo CERAN possuem escavações subterrâneas de grande porte. Devido à forma com várias curvas tipo “ferradura” do rio das Antas, todas as usinas foram construídas aproveitando o desnível gerado nestes segmentos, e assim, a adução das três usinas foi projetada incorporando túneis em rocha (aproximadamente 11 km de túneis de adução foram escavados no complexo).

Nas UHE's Castro Alves e 14 de Julho a casa de força é subterrânea, e na UHE Monte Claro a casa de força foi executada com uma escavação de grande porte a céu aberto.

O túnel estudado nesta tese de doutorado consiste no túnel de adução da Usina Hidrelétrica Castro Alves, com 7.103m de extensão. De toda a extensão os 655m centrais da escavação foram acompanhados, e é nesta área que estão concentrados os estudos apresentados nesta tese de doutorado.



Figura 2-1: Localização da área de estudo.

Além do complexo CERAN vários outros complexos energéticos foram recentemente construídos ou se encontram em construção na bacia do Taquari-Antas, conforme apresentado na Figura 2-2, sendo a maioria delas em esquemas hidráulicos que incluem túneis de adução devido às curvas dos rios em forma de ferradura, condicionadas pela geologia estrutural.

## 2.1 Túnel da UHE Castro Alves

Conforme mencionado anteriormente o túnel de adução da UHE Castro Alves foi escavado em rocha, com um comprimento total de 7.103m. O túnel é praticamente em nível ( $i=0,066\%$ ) sendo que na porção final, junto à chaminé de equilíbrio, existem três poços com 77m de altura que conduzem a água aos condutos forçados e às máquinas de geração da usina.

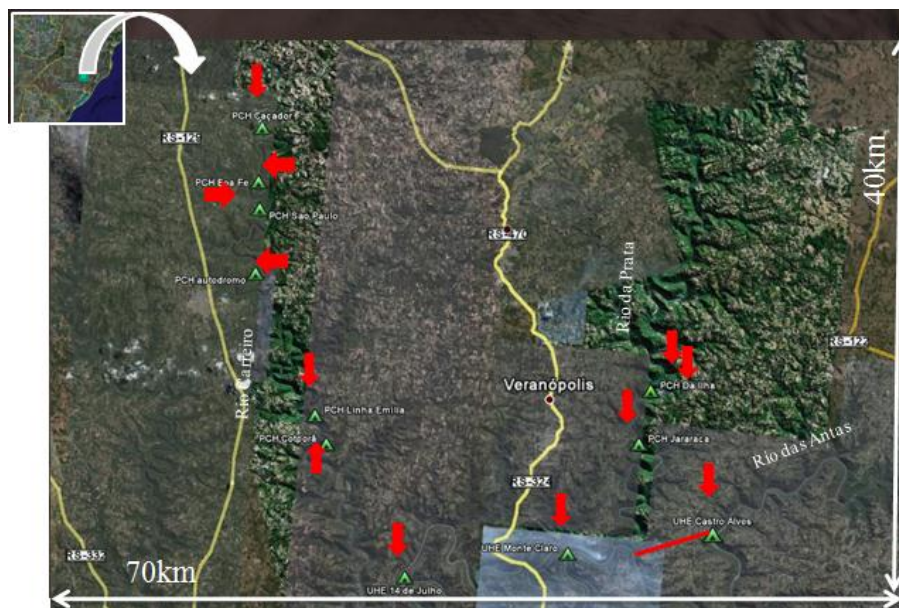


Figura 2-2: Usinas construídas/em construção na bacia Taquari-Antas.

O túnel possui seção e dimensões apresentadas na Figura 2-3, a área da seção transversal é de  $80,67\text{m}^2$ , que era escavada em avanço único (sem rebaixo).

O túnel foi escavado em duas frentes, uma de montante e outra de jusante, que trabalhavam durante 24h por dia, o que resultava idealmente em dois avanços por frente por dia. Os avanços resultavam em média em 4,2m, sendo que o valor de avanço ideal diário era de 16,8m o que resultava na escavação de  $1.355\text{m}^3$  de rocha por dia. O ciclo de escavação será apresentado no Capítulo 5 desta tese.

A escavação dos 655m centrais do túnel foi acompanhada nesta tese de doutorado. A Figura 2-4 apresenta um perfil longitudinal do túnel, em escala vertical deformada, indicando a cobertura de rocha do túnel, o comprimento total entre a tomada d'água e a chaminé de equilíbrio e o trecho acompanhado nesta tese de doutorado.



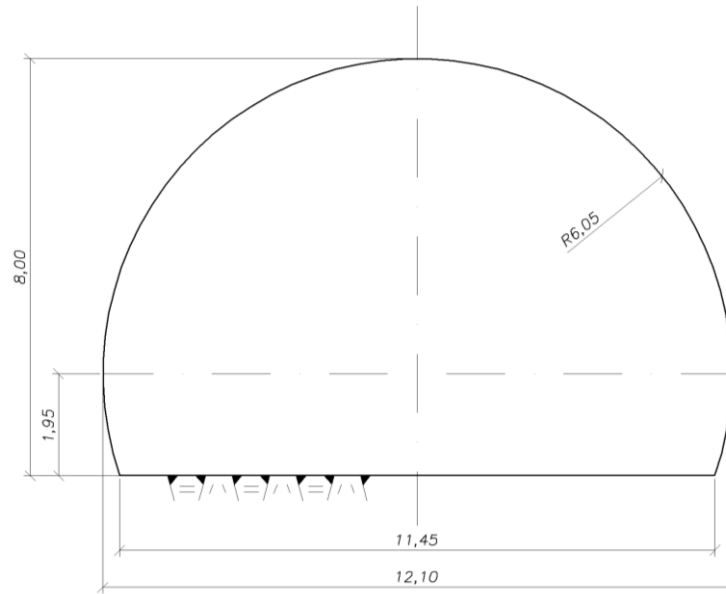


Figura 2-3: seção transversal do túnel da UHE Castro Alves.

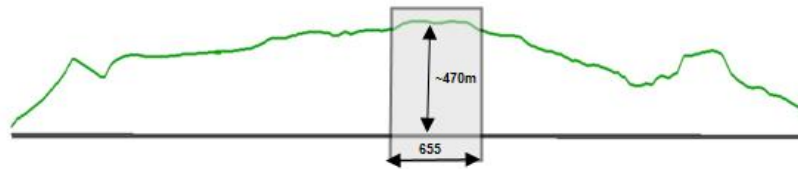
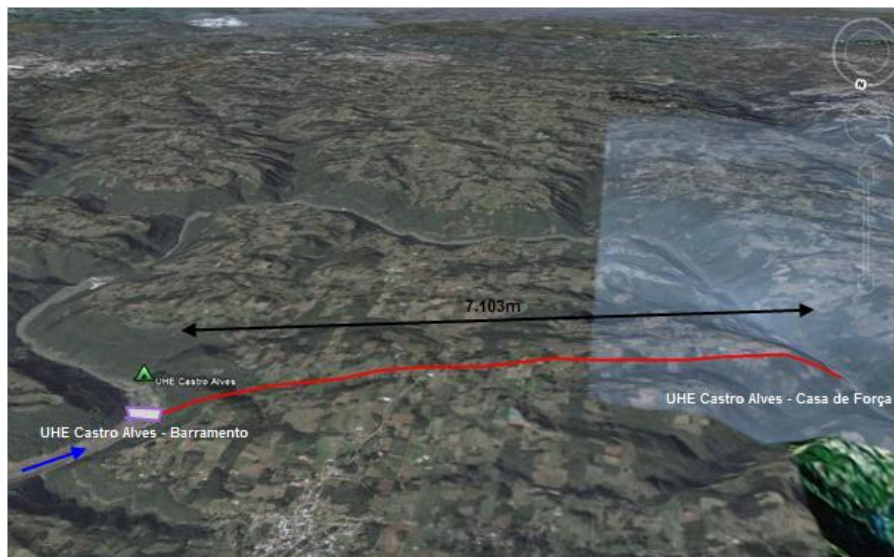


Figura 2-4: esquema da UHE Castro Alves.

## 2.2 Geologia da área

A área de estudo está localizada no nordeste do Rio Grande do Sul e, geologicamente, esta região compreende a porção sudeste da Bacia do Paraná.

### 2.2.1 Bacia do Paraná e Formação Serra Geral

Segundo Zalán *et al.* (1990) uma subsidência generalizada ocorrida no início do Paleozóico (~570MA, conforme Almeida e Ribeiro, 1998), em decorrência do resfriamento da crosta recém gerada, pela intensa deformação e granitogênese, provocada pelos eventos compressivos e colisionais durante o Ciclo Brasileiro, deu origem à Bacia do Paraná. O formato em forma de J da Bacia do Paraná está relacionado à reativação de estruturas tectônicas do embasamento cristalino que acabou por promover localmente uma maior subsidência nas direções NNE, NE e NW (Melfi *et al.*, 1988).

A Bacia do Paraná, conforme Bartorelli e Haralyi (1998), se considerada como unidade tectônica individual, constitui a maior bacia intratectônica conhecida, abrangendo uma superfície total de 1.600.000 km<sup>2</sup>, dos quais pouco mais de 60% situa-se em território brasileiro. A Bacia do Paraná encontra-se sobre o embasamento cristalino (Plataforma Sul Americana) na região centro leste da América Latina, tem comprimento de 1.750 km e largura média de 900 km, abrangendo os estados do Mato Grosso do Sul, Minas Gerais, Goiás, São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul, além de porções dos países Argentina (400.000 km<sup>2</sup>), Uruguai (100.000 km<sup>2</sup>) e Paraguai.

Segundo Nummer (2003), citando Bizzi *et al.* (2001), durante os períodos Ordoviciano (510MA) e Jurássico (205MA) ocorreram predominantemente deposições sedimentares gerando várias formações rochosas na Bacia do Paraná.

Na era Mesosóica, entre o final do Período Jurássico e início do Cretáceo (140 MA), o Brasil foi palco das maiores atividades vulcânicas que se conhecem. Na Bacia do Paraná cerca de 1 milhão de km<sup>2</sup> foram cobertos por rochas efusivas básicas. Formaram-se derrames sucessivos de lavas, que em certos lugares podem atingir pacotes com centenas de metros de espessura. O volume total de lavas basálticas da Bacia do Paraná atinge o total de 650.000 km<sup>3</sup>. Além da

formação das rochas efusivas, a lava basáltica formou numerosas intrusões hipabissais ou quase superficiais, que hoje afloram à superfície sob a forma de *sils* e diques de diabásio. Esta atividade magmática não se assemelha ao vulcanismo atual, pois a expulsão desta quantidade gigantesca de magma deve ter ocorrido através de fendas de grande profundidade, denominadas *geóclases* (Lenz e Amaral, 1980).

Ainda segundo estes autores, a constituição textural de cada derrame varia normalmente da seguinte forma: a base de cada derrame é de constituição vítrea graças o rápido resfriamento da lava em contato com o substrato frio. Esta faixa vítrea passa gradativamente para um basalto microcristalino com diáclases predominantemente horizontais. Segue um basalto com granulação mais grosseira e diáclases verticais, enquanto o topo apresenta zonas ricas em vesículas vazias ou preenchidas de zeólitas ou ágata, formadas pelos gases presentes na lava. Esta tipologia dos derrames basálticos manifesta-se na morfologia do terreno, como é apresentado na (Figura 2-5).

Normalmente associada à base dos derrames ocorre a presença de estruturas de fluxo magmático ou, também, de brechas basálticas. Estas consistem no material magmático de rápido resfriamento e que também inseriram na sua composição o material que se encontrava na superfície antes da ocorrência do derrame.

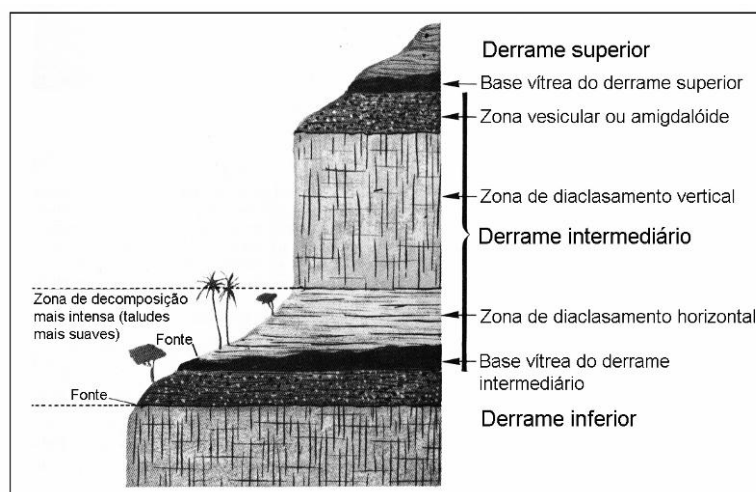


Figura 2-5: Morfologia de escarpa constituída por derrames basálticos segundo Lenz e Amaral (1980).

Bartorelli e Haralyi (1998) citam que praticamente todo o sistema de drenagem da Bacia do Paraná, que possui grande potencial hidroenergético, está associado às rochas vulcânicas da Formação Serra Geral, pois os principais rios possuem seu leito sobre estas rochas. Dadas as características mecânicas destas rochas existe boa viabilidade de empreendimentos de aproveitamento hidrelétrico nestes rios.

Usualmente utiliza-se o termo basaltos para descrever os derrames da Formação Serra Geral, entretanto esta Formação é composta tanto por rochas efusivas básicas, onde se incluem os basaltos, como por rochas efusivas ácidas e intermediárias. A caracterização da rocha quanto à acidez é descrita pelo teor de sílica presente na estrutura do magma de origem. A Figura 2-6 apresenta as relações entre índice de cor, teor de sílica, composição mineralógica e ambiente de cristalização para as rochas ígneas mais comuns, apresentadas por Szabó *et al.* (2003).

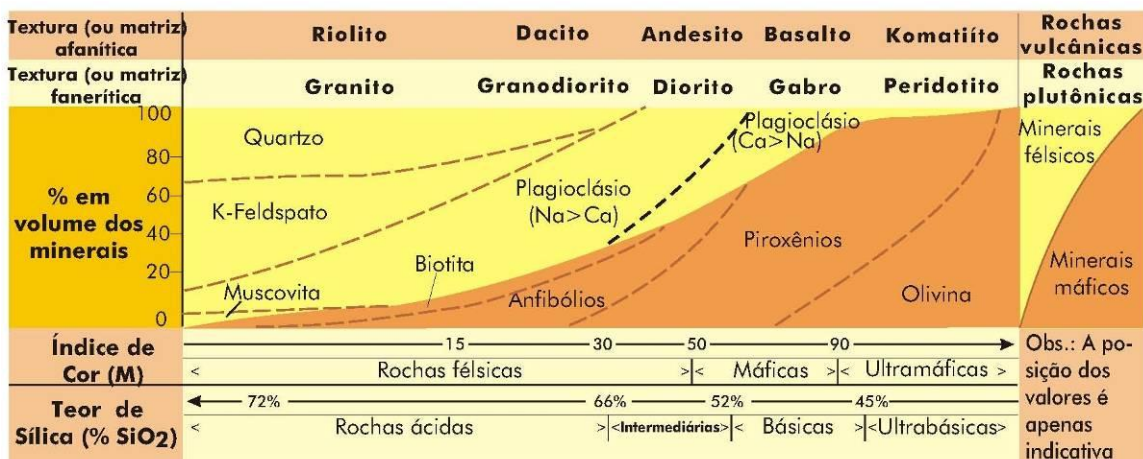


Figura 2-6: relações entre índice de cor, teor de sílica, composição mineralógica e ambiente de cristalização para as rochas ígneas mais comuns (Szabó *et al.*, 2003).

A Figura 2-7 apresenta o mapa geológico elaborado pelo projeto RADAM Brasil (IBGE, 1986) para a região onde se encontra o complexo CERAN.

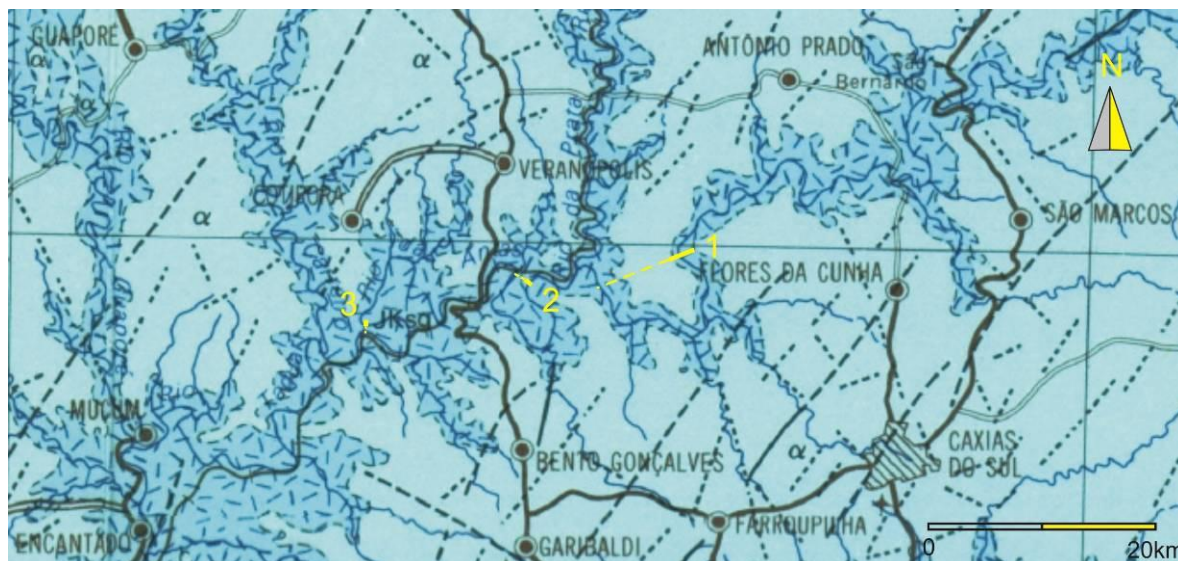


Figura 2-7: Mapa geológico da área de estudo (modificado de Radambrasil, IBGE, 1986). Na figura: 1= UHE Castro Alves, 2=UHE Monte Claro e 3=UHE 14 de Julho, as linhas tracejadas indicam os túneis de adução das usinas.

Conforme apresentado naquele mapa, é descrita a seguinte litologia: “**JKsg** – Efusivas básicas continentais toleíticas, comumente basaltos e fenobasaltos, com diques e corpos tabulares de diabásio,  $\omega$ ; associados. Ocasionalmente, entre as lavas, ocorrem lentes e camadas de arenitos interderrames, **arn**; eólicos, finos a médios, róseos, com estratificação cruzada tangencial e brechas constituídas por fragmentos de basalto e arenitos cimentados por lava basáltica. Normalmente capeando as efusivas básicas, ocorre uma seqüência de rochas de composição ácida,  $\alpha$ ; constituída por riolitos felsíticos, riodacitos félsíticos, dacitos felsíticos e seus correspondentes vítreos.” Nota-se que dentro da área de estudo, as rochas efusivas básicas predominam nos vales enquanto que as ácidas capeiam os morros.

Nummer (2003) mapeou 18 derrames entre as cotas 4m e 542m ao longo de um trecho em construção da rodovia RS-486, Rota do Sol. Este trecho situa-se entre os municípios de Terra de Areia e Tainhas no estado do Rio Grande do Sul. Na seqüência de derrames mapeados, a autora identificou apenas rochas básicas, as quais dividiu em três grupos:

- i. Basaltos microporfiríticos: rochas com fração modal de fenocristais variando entre 5% e 10% compostos de plagioclásio e piroxênio;

- ii. Basaltos microporfíricos com olivina: por vezes glomeroporfíricos com fenocristais de plagioclásio, piroxênio e olivina com fração modal entre 10% e 25%;
- iii. Basaltos afíricos e subafíricos: consiste no tipo mais expressivo do ponto de vista volumétrico. Os afíricos não possuem fenocristais e os subafíricos apresentam fenocristais em pequenas quantidades (não superior a 1%). A variação composicional mais expressiva reside no conteúdo de clinopiroxênio que alcança 38% do volume da rocha.

A autora explica que a presença de olivinas dentre os minerais constituintes das rochas favorece a alterabilidade da rocha, devido à abundância de minerais ferromagnesianos. Em termos gerais, em relação à alterabilidade, os principais fatores são (em ordem decrescente): (i) a presença de estruturas de fluxo magmático; (ii) a quantidade de resíduo cristalino e (iii) o tamanho do grão (Nummer, 2003).

Segundo a autora, a estrutura de fluxo magmático, originada pelo movimento da lava sobre a superfície do terreno logo após a sua efusão, gera forte anisotropia, tanto de permeabilidade quanto de resistência mecânica da rocha, facilitando a percolação de água e acentuando a ação dos processos de alteração hidrotermal e intempérica. Estas estruturas de fluxo foram identificadas pela autora nos derrames 4, 8, 9, 14 e 15.

A Figura 2-8 apresenta a coluna estratigráfica determinada por Nummer (2003) e também a coluna estratigráfica determinada por Reginato (2003) cujo trabalho será citado no próximo item desta tese. Para situação da área de estudo foi inserido nesta mesma figura, ao fundo, em escala horizontal deformada, um perfil longitudinal do túnel de adução da UHE Castro Alves e da superfície do terreno.

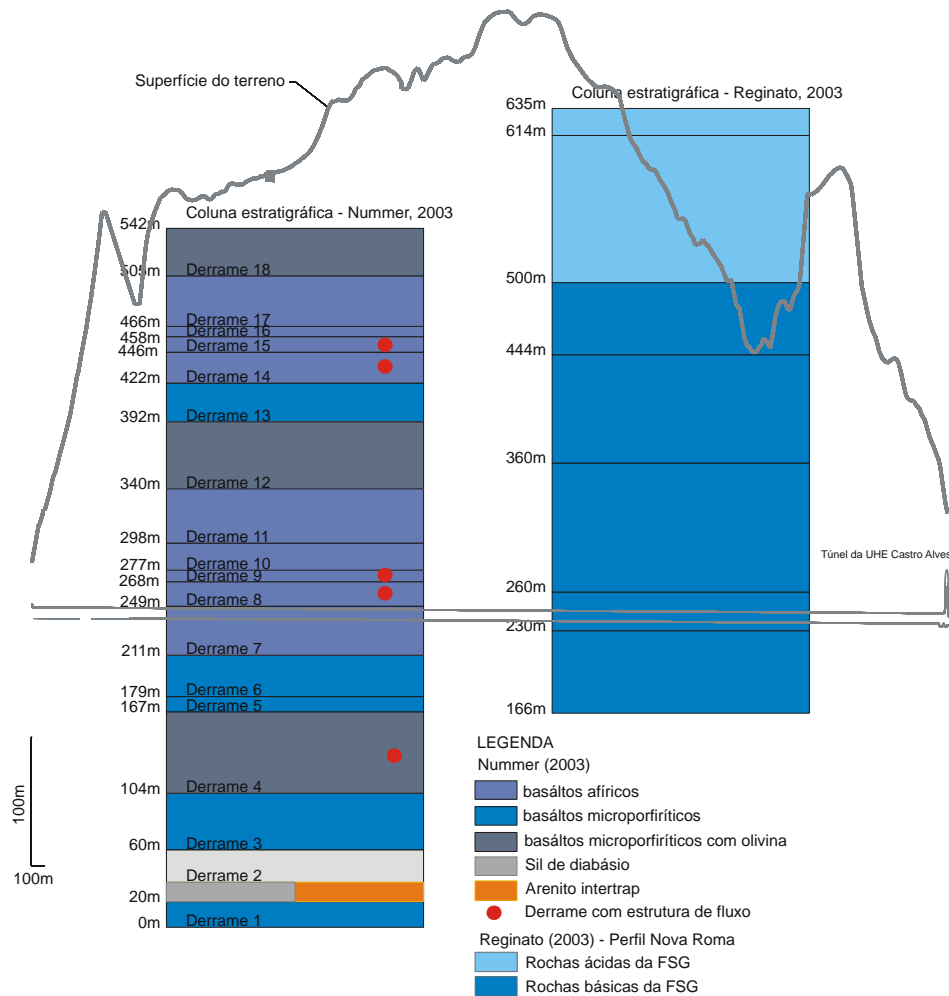


Figura 2-8: colunas estratigráficas de Nummer (2003) e Reginato (2003), ao fundo croqui em escala horizontal deformada do túnel da UHE Castro Alves e relevo.

Os dados de Reginato (2003) referem-se diretamente à área de estudo, enquanto que a coluna estratigráfica de Nummer (2003) foi traçada com base em dados do trecho estudado da rodovia Rota do Sol, que, embora distante aproximadamente 120km do túnel da UHE Castro Alves, foram apresentados para comparação, tendo em vista que a estratigrafia dos derrames da Formação Serra Geral pode ser grosseiramente nivelada pelas cotas.

Seguindo as colunas estratigráficas apresentadas na Figura 2-8, verifica-se que o túnel da UHE Castro Alves se encontra no domínio das rochas efusivas básicas da Formação Serra Geral. Isto foi comprovado através da determinação da composição química para elementos maiores de rocha (valores em porcentagem), determinada por espectrometria de fluorescência de raios-X e gravimetria (P.F.) realizada para as rochas estudadas nesta tese (Tabela 2-1).

Conforme citado anteriormente, diferentes rochas foram identificadas e estudadas nesta tese, 4 ao todo. Embora sejam todas de mesma classificação litológica, a separação entre elas foi realizada adotando a mesma nomenclatura da obra, e reflete a posição das mesmas dentro do derrame basáltico: BD = Basalto Denso, BVA = Basalto Vesículo Amigdaloidal, BP = Brecha Preta, e BV = Brecha Vermelha.

Tabela 2-1: análise química das rochas estudadas nesta tese.

	BD	BVA	BV	BP
SiO <sub>2</sub>	52,44	51,85	48,79	52,17
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14,83	13,64	15,01	16,79
TiO <sub>2</sub>	1,09	0,95	0,99	0,69
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12,59	11,19	10,66	5,33
FeO	-	-	0,66	2,58
MnO	0,29	0,13	0,17	0,11
MgO	5,40	4,82	5,43	3,33
CaO	8,36	8,17	9,28	9,05
Na <sub>2</sub> O	1,82	1,32	1,62	1,46
K <sub>2</sub> O	1,76	1,75	0,65	0,92
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,14	0,12	0,12	0,10
P.F.	0,91	6,33	6,83	8,46
Total	99,62	100,26	100,21	100,99

Pela análise química das rochas, a classificação das mesmas seria Andesitos-Basaltos, conforme diagramas TAS<sup>1</sup>, o que também pode ser verificado ao se comparar os teores de sílica medidos na análise química com a Figura 2-6.


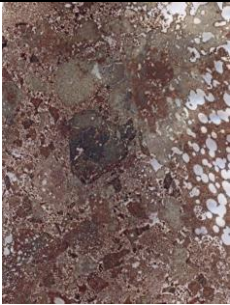

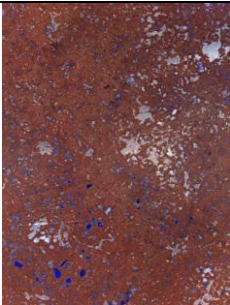
Também foram elaboradas lâminas petrográficas, cuja apresentação e contagem modal são apresentadas na Tabela 2-2.

---

<sup>1</sup> Diagrama Total Alkali *versus* Sílica



Tabela 2-2: contagem modal das lâminas petrográficas preparadas para esta tese (Pinter *et al*, 2008).

<b>Basalto Denso - BD</b>		
	<b>Matriz feldspática-Plagioclásio</b>	<b>70-75%</b>
	<b>Piroxênio</b>	<b>5-8%</b>
	Opacos	3%
	Titanita	máx 1%
	Cloritas	máx 1%
	Resíduo de cristalização	3-8%
	Quartzo	5%
<b>Basalto Vesículo Amigdaloidal – BVA</b>		
	<b>Plagioclásio</b>	<b>65-70%</b>
	<b>Piroxênio</b>	<b>5%</b>
	Matriz vítrea	2-10%
	Calcedônia/ágata	5%
	Carbonato	max 1%
	Opacos	2%
	Quartzo	8%
<b>Brecha Preta – BP</b>		
	<b>Plagioclásio</b>	<b>65-70%</b>
	<b>Piroxênio</b>	<b>5-10%</b>
	Matriz vítrea	2-15%
	Mica branca	máx 1%
	Carbonato	2%
	Opacos	3%
	Quartzo	5-7%
	Calcedônia/Ágata	5%
<b>Brecha Vermelha - BV</b>		
	<b>Plagioclásio</b>	<b>70%</b>
	<b>Piroxênio</b>	<b>5-7%</b>
	Matriz vítrea	4-8%
	Mica branca	3-5%
	Carbonato	máx 1%
	Opacos	7%
	Quartzo	3%

## 2.2.2 Geologia estrutural e estado de tensões

As características litológicas descritas acima têm influência direta nas propriedades mecânicas das rochas intactas. Outro fator importante para a análise de escavações subterrâneas consiste no estado de tensões em que se encontra o maciço rochoso.

Os maciços rochosos estão submetidos a um estado de tensão *in situ*, e quando uma escavação é realizada, este estado de tensões sofre um distúrbio e é redistribuído no entorno da escavação. Embora a distribuição de tensões geradas por uma escavação possa ser calculada, o estado de tensões inicial deve ser medido.

Em 1952 Terzaghi e Richart, citados por Hoek e Brown (1980), sugeriram que para rochas sedimentares depositadas em estratos horizontais em regiões geológicas sem atividade tectônica, as tensões horizontais poderiam ser calculadas considerando deformação horizontal nula. Para um caso típico de rocha com coeficiente de Poisson igual a 0,25 isto representaria que as tensões horizontais seriam em média um terço da tensão vertical. Entretanto isto não foi corroborado por inúmeras medidas de tensão apresentadas por aqueles autores. Naquela publicação é também apresentado o enfoque de Talobore (1957), citando Hein (1912), sugerindo que, devido à incapacidade da rocha admitir grandes diferenças de tensão, levando em conta o comportamento tempo-dependente, ocorre uma equalização de tensões, igualando as tensões horizontais e verticais durante o tempo geológico. Fundamentados em inúmeros ensaios de medidas de tensões *in situ* os autores mostram que a regra de Heim é válida para profundidades superiores a 1km. Os autores apresentam ainda uma tendência de que, a profundidades inferiores a 500m, as tensões horizontais são muito superiores à tensão vertical.

O estado de tensões nos maciços é influenciado pela atividade tectônica e também por distúrbios de tensões realizados pela evolução geomofológica das formações, como a escavação de vales pelos rios, por exemplo.

A Formação Serra Geral guarda registros de atividade tectônica expressa através das famílias de lineamentos do tipo 2 (segundo definição de tipos de lineamentos de Strieder e Amaro, 1997) evidentes em seu relevo. Segundo Zálan *et al* (1990) são bem definidos lineamentos nas direções NE, NW e E-W, sendo os mais importantes os NW e NE que consistem em reativações de falhas já impressas em Formações pré-cambrianas do escudo cristalino devido

aos processos de evolução da Bacia do Paraná. Nummer (2003) verificou estas direções de lineamentos acrescentadas da direção N-S ao estudar a geologia estrutural na região da Rota do Sol.

Reginato (2003) realizou amplo estudo da geologia estrutural em parte da bacia do Taquari-Antas, abrangendo a área de interesse para o presente estudo. Este autor realizou a extração de lineamentos de fotointerpretação, classificando-os segundo Strieder e Amaro (1997) e fez tratamento estatístico destes lineamentos através do método de Cunha (1996) para identificação das direções principais de lineamentos da área de estudo. A partir de fraturas que continham indicadores de movimento o autor realizou uma análise cinemática, utilizando o método de Angelier e Mechler (1977), para determinação das direções das paleotensões na área de estudo. O local mais próximo ao túnel de adução da UHE Castro Alves que o autor encontrou indicadores cinemáticos e realizou análise para determinação das paleotensões foi o setor Veranópolis, que compreende a porção ao Norte do rio das Antas em um perfil entre Bento Gonçalves e Veranópolis. A Figura 2-9 apresenta o histograma de frequência das medidas utilizadas e o resultado da análise cinemática ( $\sigma'_1=082^0$  compressão e  $\sigma'_3=352^0$  tração).

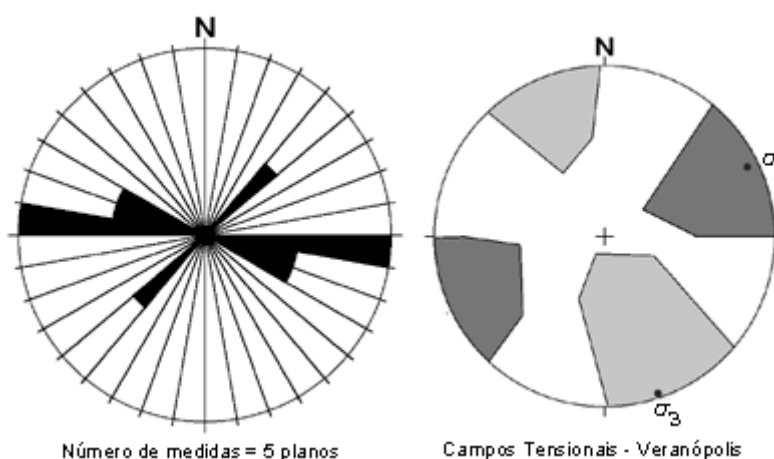


Figura 2-9: histograma de frequência das medidas utilizadas e resultado da análise cinemática realizada por Reginato (2003) para o setor Veranópolis.

Pouco relatadas no passado de construção de túneis no RS, a prática de engenharia recente tem mostrado a ocorrência de tensões horizontais de elevada magnitude na Formação Serra

Geral. Nos túneis da UHE Itá (Mafra e Araújo, 2003), e da UHE Monte Claro (Nieble, 2006) e Nieble e Kanji (2006) foram reportadas as ocorrências de tensões anômalas que geraram eventos do tipo explosivo (*rockburst*). Os autores também citam indícios de que as escavações da UHE 14 de Julho possivelmente estariam submetidas a elevados estados de tensão, o que foi comprovado mais tarde. Conforme relatos de antigos moradores da região a construção dos túneis da linha férrea, há mais de seis décadas, foi repleta de instabilidades nas escavações dos túneis próximos ao complexo CERAN que, interpretando estes relatos possivelmente estas instabilidades tratavam-se de *rockbursts*. Há vários relatos de acidentes durante a construção destes, principalmente durante a escavação de um túnel paralelo ao túnel da UHE Monte Claro. A severidade das ocorrências não era a mesma em todos os túneis o que leva a crer que os procedimentos construtivos não eram a maior causa dos acidentes. Este fato aliado à descrição das ocorrências, geralmente envolvendo ruídos de explosão, indica a ocorrência de tensões de elevadas magnitudes nos maciços em que aqueles túneis foram construídos.

Na época da escavação do túnel de adução da UHE Monte Claro, vários especialistas foram consultados devido à ocorrência das tensões elevadas. O consultor Eystein Grimstad, em relatório técnico, estimou a direção das tensões principais baseado na geologia estrutural regional e nos indícios ocorridos no referido túnel. Durante as escavações da casa de força da UHE 14 de Julho também foram verificados indícios de elevadas tensões, entretanto neste caso acredita-se que as direções das tensões estão mais influenciadas pela evolução morfológica (escavação do vale) do que por eventos tectônicos progressos.

A Figura 2-10 apresenta as direções dos eixos dos túneis das três usinas do complexo CERAN e os campos paleotensionais definidos por Reginato (2003) para a região. Os campos tensionais estão indicados tal qual mostrado pelo autor, entretanto a indicação de tração na tensão principal menor dada pela direção do vetor possivelmente não seja verdadeira. Relacionando a direção da tensão principal maior à posição dos túneis percebe-se que esta se encontra aproximadamente perpendicular ao eixo do túnel da UHE 14 de Julho, esconsa ao eixo da UHE's Monte Claro e aproximadamente paralela ao eixo do túnel de adução da UHE Castro Alves.

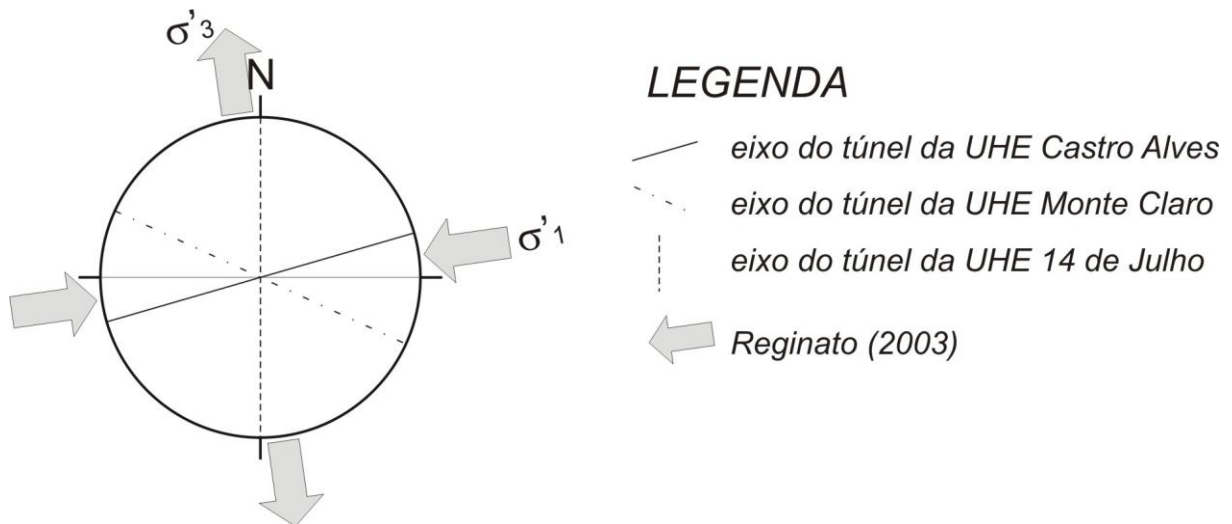


Figura 2-10: Campos paleotensionais definidos por Reginato (2003) para a área de estudo.

Não foram registradas durante a execução do túnel da UHE Castro Alves indícios de tensões elevadas, como estálos, *spalings* ou *rockbursts*. Além disso, diferentemente da UHE 14 de Julho, o túnel da UHE Castro Alves é bastante extenso e, fora da região dos emboques, provavelmente não existe influência das tensões devido ao processo geológico de escavação dos vales.

### 2.2.3 Apresentação de dados de geologia da obra

Para construção da UHE Castro Alves a empresa projetista realizou o levantamento geológico da área de instalação da usina; entretanto a investigação geotécnica se deteve na realização de algumas sondagens rotativas nos emboques do túnel.

Durante a escavação do túnel, a cada avanço de escavação, era realizado o mapeamento geológico do maciço. No mapeamento geológico eram verificados todos os parâmetros necessários para a classificação do maciço conforme o sistema Q (Barton, 1974 e que será descrito sucintamente no capítulo 5 desta tese). Além da verificação destes parâmetros o geólogo da empresa projetista desenhava um croqui esquemático onde consta todo o desenvolvimento do túnel identificando os tipos de rocha e estruturas verificadas (famílias de fraturas). Um exemplo deste croqui é apresentado na Figura 2-11.

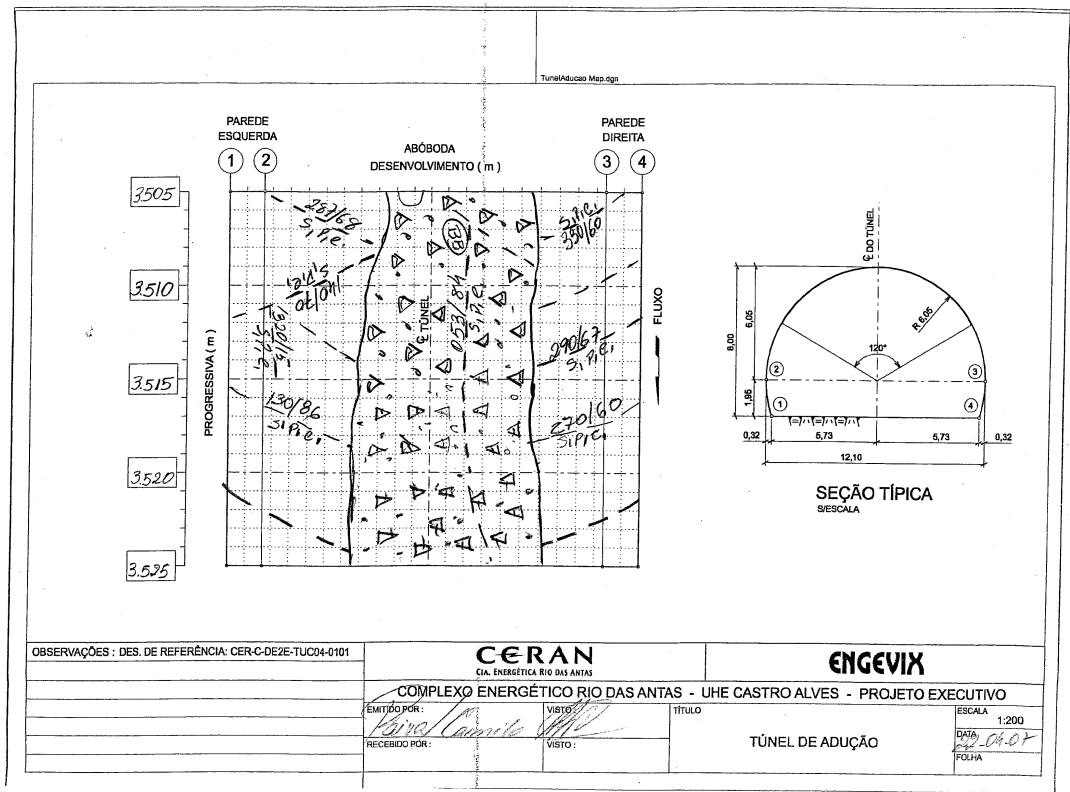


Figura 2-11: croqui do mapeamento geológico executado a cada avanço da escavação do túnel da UHE Castro Alves.

O túnel de adução da UHE Castro Alves é praticamente horizontal ( $i=0,066\%$ ), pois a concepção de projeto prevê um túnel vertical de 77m ligando a chaminé de equilíbrio, que se encontra no final do túnel de adução, à casa de força da usina. Segundo Paiva (2007) todo o túnel de adução da UHE Castro Alves se desenvolveu em um mesmo derrame da FSG. Conforme apresentado anteriormente o túnel foi escavado em rochas básicas da Formação Serra Geral.

Tipicamente, no espelho da frente de escavação, encontrava-se brecha basáltica junto à abóbada, e na porção central e base intercalavam-se as ocorrências de basalto denso e basalto vesicular amigdaloidal (nomenclatura utilizada na obra). Conforme as descrições de Leinz e Amaral (1980) a ocorrência de basalto maciço está relacionada à porção central do derrame enquanto que a ocorrência de basalto amigdaloidal e vesicular está relacionada ao topo, pois é formada pelos gases que não são expelidos para a atmosfera devido à consolidação das camadas superiores do derrame. Já as brechas basálticas normalmente estão associadas à base dos derrames pois foram constituídas pelas primeiras lavas que foram derramadas sobre a

superfície fria, coletando outros fragmentos de rocha como agregados. Brechas também podem ocorrer em zonas de falhas tectônicas. De acordo com a estratigrafia esperada dos derrames basálticos, verifica-se que o túnel da UHE Castro Alves se desenvolveu próximo a um contato entre derrames, ficando a abóboda inserida na base do derrame superior.

Para a organização dos dados levantados na obra foi montado um Sistema de Informações Geográficas (SIG) do túnel de adução da UHE Castro Alves. Diferentemente do padrão, o SIG adotado não consiste na projeção horizontal do túnel estudado e sim em uma seção transversal ao longo do eixo do mesmo, incluindo o relevo do terreno na superfície. Neste SIG foram inseridas as tabelas de classificação do maciço, localização das seções de instrumentação e síntese dos resultados obtidos, locais de amostragem com descrição dos materiais e o mapeamento geológico da área de interesse no estudo. Um exemplo desta utilização pode ser verificado na Figura 2-12 , onde é apresentada a seção longitudinal do túnel e a classificação do mesmo de acordo com o valor de Q (Barton, 1974). Em seguida é apresentado (Figura 2-13), para o trecho de acompanhamento da obra, todo o mapeamento geológico, ou seja, o conjunto de várias fichas similares a da Figura 2-11, também organizado nesta base em SIG. Nesta última figura pode ser verificado o que foi descrito no parágrafo anterior, ou seja, a presença de brecha basáltica ao longo de aproximadamente toda a abóboda do túnel.

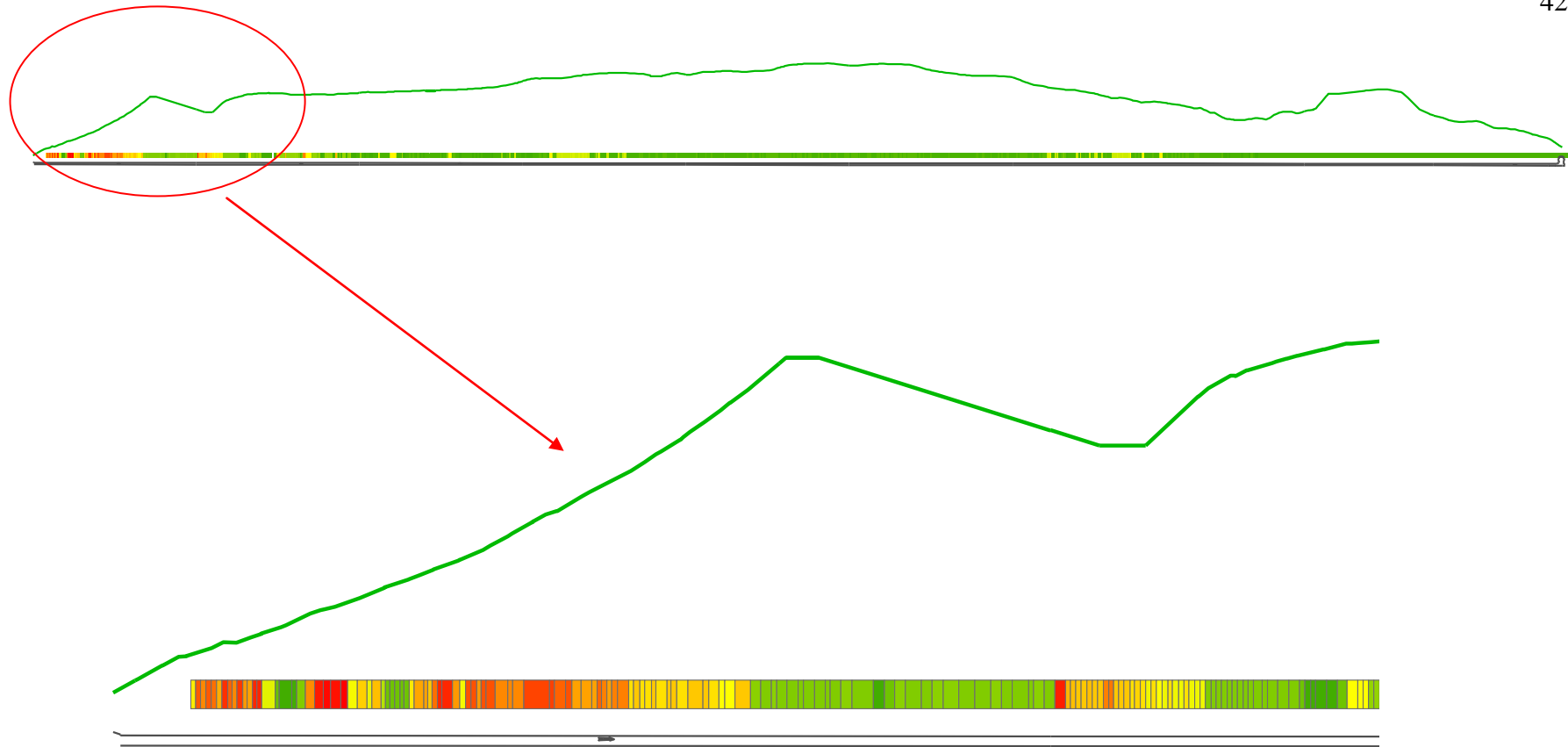


Figura 2-12: SIG do túnel da UHE Castro Alves, classificação do maciço segundo o valor de Q. Escala, vermelho Q=1, verde escuro Q=50.



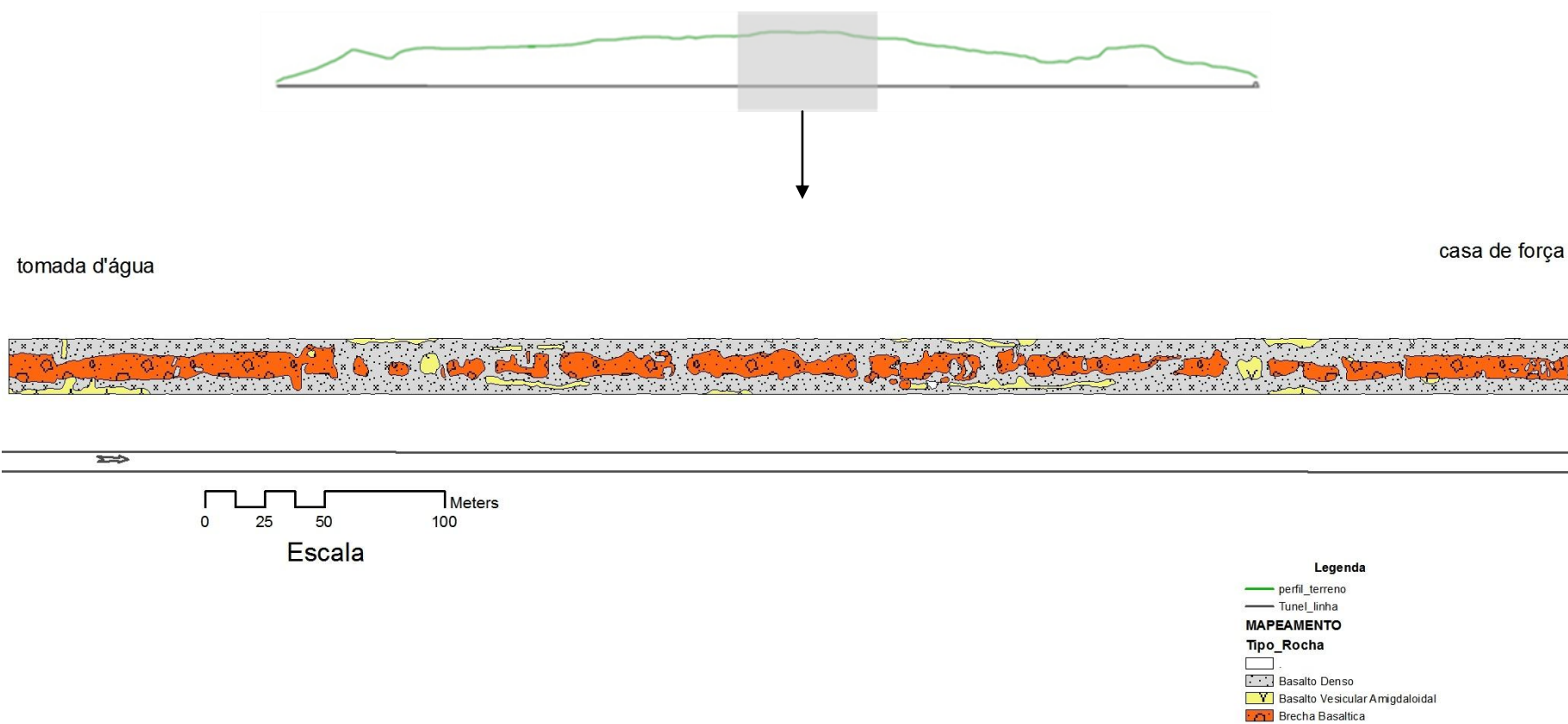


Figura 2-13: mapeamento geológico dos 655m do túnel da UHE Castro Alves que foram acompanhados nesta tese.

### **3 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE ROCHAS E SUA MODELAGEM**

A maioria das rochas consiste em agregados formados por cristais e partículas amorfas solidarizadas por diferentes materiais cimentantes. A composição química destes cristais pode ser homogênea, como em alguns calcários, ou muito heterogênea, como nos granitos. O tamanho destes cristais também pode ser muito variado, da ordem de centímetros a muito menores do que isso. Os cristais geralmente representam a menor escala em que as propriedades mecânicas são estudadas. Os contatos entre os cristais podem representar planos de fraqueza na estrutura da rocha, mas por outro lado a rocha pode ser tratada como um contínuo, se analisada em uma escala maior.

Na escala de alguns centímetros até dezenas de metros a estrutura de algumas rochas podem ser consideradas contínuas, ou podem ser separadas por juntas, falhas, dobras ou estratificações que as dividem em blocos com volumes diferenciados. O comportamento mecânico do maciço rochoso depende muito destas feições estruturais. Entretanto, dependendo da escala de interesse ao problema de engenharia em questão, cada feição pode apresentar importância relativa diferente no comportamento mecânico do maciço rochoso.

Os carregamentos aplicados a um maciço rochoso são geralmente referentes à ação da gravidade, e tensões compressivas são mais comumente encontradas. Nestas circunstâncias o fator mais importante em conexão com as propriedades e a continuidade das rochas é o atrito entre as juntas e falhas de diferentes dimensões nas rochas. Se as condições de carregamento são tais que o deslizamento entre planos não seja possível então o maciço rochoso pode ser tratado com de parâmetros iguais àqueles obtidos em amostras de laboratório (rocha intacta) para uma análise em equilíbrio limite. Se a condição de carregamento é tal que possibilite o deslizamento segundo estas descontinuidades então o maciço rochoso deve ser tratado como um sistema de elementos discretos separados por estas superfícies e com o atrito e condições de contorno das mesmas (Jaeger e Cook, 1976).

Neste contexto Hoek e Brown (1980) citam que escavações a pequenas profundidades tendem a ser mais influenciadas por condicionantes estruturais do maciço rochoso enquanto que

escavações a grandes profundidades tendem a ser governadas pelos parâmetros da rocha intacta. Obviamente a relação citada pelos autores condiz com o citado de Jaeger e Cook, 1976, e reflete a condição do maciço quanto à quantidade de descontinuidades (juntas) e o estado de tensões atuante que pode condicionar ou não o deslizamento nos planos. Desta forma a abordagem dos problemas de escavação subterrânea deve considerar fundamentalmente os fatores de escala obra/macício e da compreensão da influência do estado de tensões no problema para enquadramento em um correto modelo fenomenológico. A Figura 3-1 apresenta a importância deste fator de escala em problemas geotécnicos de mecânica das rochas.

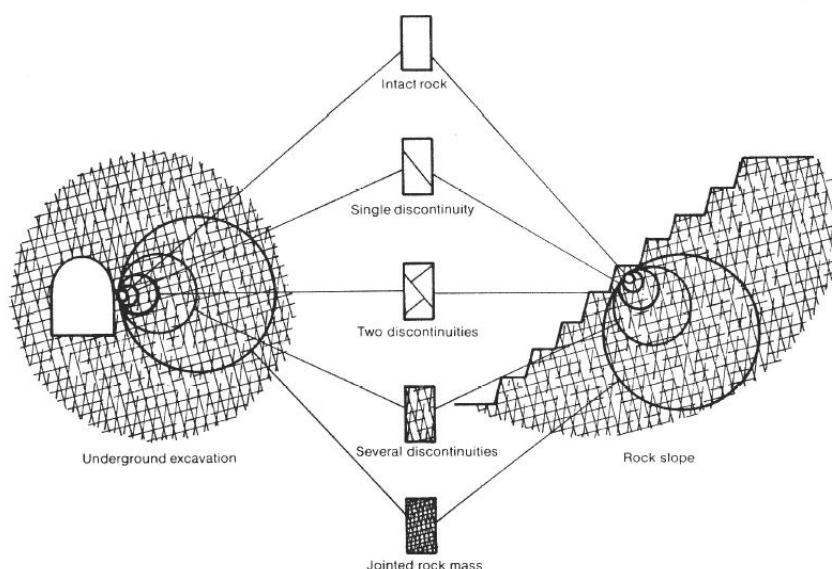


Figura 3-1: representação da influência da escala no modelo de comportamento do maciço rochoso a ser utilizado (Hoek, 1983).

A determinação das propriedades mecânicas de um maciço rochoso é complexa, principalmente pela dificuldade de representação em laboratório do sistema formado por juntas encontrado na natureza, além da variabilidade das mesmas dentro de um mesmo contexto geológico. Ensaio de campo são geralmente onerosos, porém necessários para obtenção de informações do maciço, principalmente no que tange à obtenção do estado de tensões *in situ*. Entretanto sua interpretação é dependente de diversas hipóteses que devem ser consideradas na análise dos resultados, pois consistem em aproximações da realidade. Descrições dos tipos de ensaios e interpretações podem ser obtidas em Kanji, 1998; Brady e

Brown, 1993; Hoek e Brown, 1980; Goodman, 1989, Rocha *et al*, 1975; Silvério, 1975 entre outros.

As propriedades da rocha intacta têm influência variável no comportamento dos maciços, e devem ser conhecidas. Além disso, por ser a escala de mais fácil reprodução em laboratório, são as propriedades mais comumente determinadas em problemas de mecânica das rochas.

Desta forma o estudo do comportamento dos materiais rochosos é fundamental para execução de projetos de engenharia em mecânica das rochas. Parte-se do princípio do entendimento do comportamento da rocha intacta para então ser realizada uma extrapolação para todo o maciço rochoso.

A avaliação do comportamento mecânico das rochas pode ser realizada ao se analisar a curva tensão *versus* deformação de um ensaio de compressão simples, conforme mencionado por diferentes autores, segmentando as mesmas em trechos como Jaeger e Cook (1976), Wawersik e Brace (1971), Alejano e Alonso (2005), entre outros. Seguindo-se a simples descrição dos primeiros autores a curva tensão *versus* deformação pode ser dividida em quatro partes: um trecho inicial onde existe uma concavidade para cima, seguido por um trecho aproximadamente linear, uma terceira região em que se inicia uma concavidade para baixo em que o aumento de resistência se desenvolve até atingir o pico de resistência e, a partir deste ponto, um trecho de queda de resistência até um valor mínimo. Segundo os autores, nos primeiros dois trechos da curva o comportamento pode ser considerado elástico, verificando-se pequena histerese no caso de ciclo de carga descarga nestes pontos. Na terceira região, que se inicia normalmente a dois terços da tensão de ruptura, deformações irreversíveis ocorrem na rocha ao se realizar um ciclo de carga e descarga . Na quarta e última região, que é caracterizada por uma inclinação negativa da curva tensão *versus* deformação, grandes deformações irreversíveis são registradas em ciclos de carga e descarga. Obviamente a presença dos diferentes trechos característicos de uma curva tensão *versus* deformação depende do tipo de rocha e também da relação entre as rigidezes da rocha e do equipamento de ensaio (Hoek e Brown, 1983). A Figura 3-2 apresenta um ensaio realizado nesta tese onde podem ser verificados os trechos descritos por Jaeger e Cook (1976). A linha tracejada é uma estimativa da continuidade do ensaio atingindo-se a resistência residual.

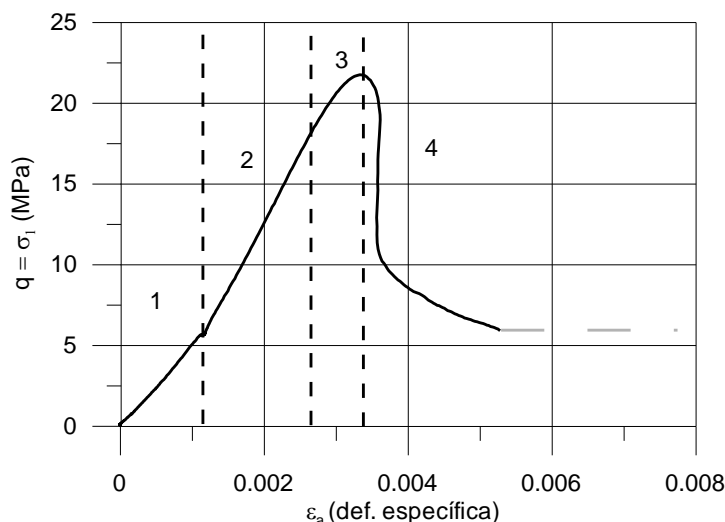


Figura 3-2: ensaio com corpo de prova de brecha preta (CP75), trechos característicos da curva tensão *versus* deformação no ensaio de compressão simples (veja texto).

Bortolucci e Celestino (1990) apresentaram curvas completas de tensão *versus* deformação para Basaltos da Formação Serra Geral, classificando-os como rochas Classe II de acordo com a classificação proposta por Wawersik (1968) *apud* Bortolucci e Celestino (1990). Esta classificação consiste em dois grupos: Classe I, para as rochas que, após a ruptura, apresentam um incremento monotônico da deformação axial, e Classe II para as demais.

No caso dos ensaios triaxiais o efeito da elevação da tensão confinante é de aumento da tensão máxima de ruptura e da ductilidade. O inverso verifica-se para a temperatura, ou seja, aumentando-se a temperatura ocorre a tendência de diminuição da tensão máxima de ruptura.

O aumento da tensão confinante ou da temperatura confere, quando atingido um determinado nível (de tensão ou temperatura), uma mudança de comportamento da rocha quando esta é submetida a um carregamento. Esta mudança de comportamento consiste na alteração do comportamento frágil para dúctil, e o nível de tensão ou temperatura em que esta mudança ocorre depende novamente do tipo de rocha. O comportamento puramente frágil é caracterizado pela geração de fraturas trativas/cisalhantes na rocha enquanto que o comportamento puramente dúctil consiste em deformações plásticas dos cristais da rocha.

A Figura 3-3 apresenta ensaios realizados nesta tese com diferentes tipos de rocha. O ensaio com ruptura frágil foi realizado em amostra de basalto denso (BD) a uma tensão confinante de

5MPa (controle de deslocamento), enquanto que o ensaio com ruptura dúctil foi realizado em brecha basáltica preta (BP) com tensão confinante de 10MPa (controle de deslocamento). Os ensaios foram escolhidos de forma a serem representativos; os ensaios com tensão confinante de 10MPa no BD também apresentaram ruptura frágil.

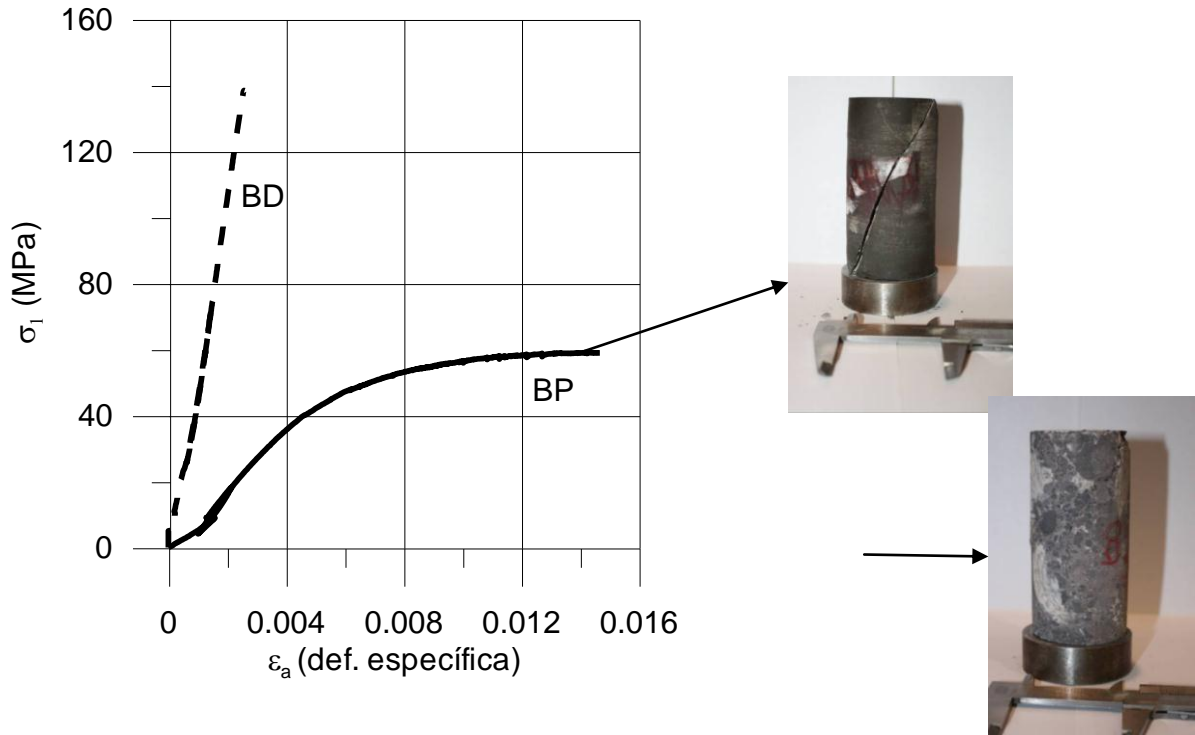


Figura 3-3: comportamento dúctil e frágil na ruptura. Ensaio com Basalto Denso (BD) e Brecha Preta (BP).

O ponto de partida para a previsão de desempenho de materiais rochosos consistiu na definição de leis capazes de representar a ruptura destes materiais. Estas leis consistem nos critérios de ruptura.

Segundo Jaeger e Cook (1976) várias hipóteses empíricas foram assumidas para formalização de um critério de ruptura em rocha, sendo que as mais simples são:

- Máxima tensão de tração: o material rompe de forma frágil em tração quando a tensão principal menor é igual à resistência mínima a tração.

$$\sigma'_3 = -T_0 \quad (3.1)$$

- Máxima tensão cisalhante: assume-se que o material rompe quando a máxima tensão de cisalhamento é igual a um valor  $S_0$  característico do material. Este critério, conhecido como critério de Tresca, pode ser representado como um caso específico do critério de Coulomb.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2S_0 \quad (3.2)$$

- Máxima tensão octaédrica cisalhante: assume-se que o material rompe quando a tensão cisalhante octaédrica atinge o valor  $k$  característico para o material.

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 9k^2 \quad (3.3)$$

Entretanto, ainda segundo estes autores, os critérios de ruptura mais coerentes com resultados experimentais não foram obtidos através da definição de simples hipóteses matemáticas, como os mencionados acima, e sim os fundamentados em hipóteses físicas simples. Estes são os critérios de Coulomb, Mohr e Griffith.

O critério de Coulomb foi introduzido em 1773, e foi baseado em pesquisas sobre atrito. Ele sugeriu que a ruptura por cisalhamento ao longo de um plano é resistida pela coesão (aderência) do material e por uma constante multiplicada pela tensão normal ao plano. Este critério é amplamente utilizado na Mecânica dos Solos.

$$|\tau| = S_0 + \mu\sigma_n \quad (3.4)$$

Como o critério de Coulomb foi desenvolvido para deslizamento ao longo de um plano, a condição física do critério impede que  $\sigma$  seja negativo, logo o critério é válido para  $\sigma_1 > \frac{1}{2}.C_0$ , onde  $C_0$  é resistência à compressão simples do material.

Para valores negativos de  $\sigma_3$  (tração), é experimentalmente comprovado que ocorrem fraturas de extensão em planos perpendiculares a  $\sigma_3$ , particularmente em ensaios de tração uniaxial. Este comportamento é completamente diferente da ocorrência de fraturas de cisalhamento causadas por esforços compressivos.

Mohr (1900) *apud* Jaeger e Cook (1976) propôs que, quando ocorre uma ruptura por cisalhamento ao longo de um plano, a tensão normal ( $\sigma$ ) e cisalhante ( $\tau$ ) atuantes neste plano são expressas por uma função de relação entre estas duas tensões, que é característica para o material. A ruptura ocorre quando os valores de  $\sigma$  e  $\tau$  atingem a envoltória dada pela função.

$$|\tau| = f(\sigma) \quad (3.5)$$

A curva gerada por esta função não é definida por uma fórmula específica, mas sim determinada experimentalmente por uma série de círculos de Mohr definidos pela ruptura de corpos de prova em diferentes condições.

Das proposições de Mohr obtêm-se importantes conclusões/considerações:

- O valor da tensão principal intermediária  $\sigma_2$  não interfere na ruptura;
- O plano de fratura passa pela direção de  $\sigma_2$ , e sua normal faz um ângulo  $\beta$  com a direção de  $\sigma_1$ , sendo que  $2\beta$  é o ângulo da reta traçada perpendicular à envoltória de ruptura e o centro do círculo de Mohr ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  na ruptura).

O critério de Coulomb é equivalente a assumir uma envoltória de Mohr retilínea. Entretanto dados experimentais demonstram que a envoltória de ruptura em materiais rochosos normalmente é côncava.

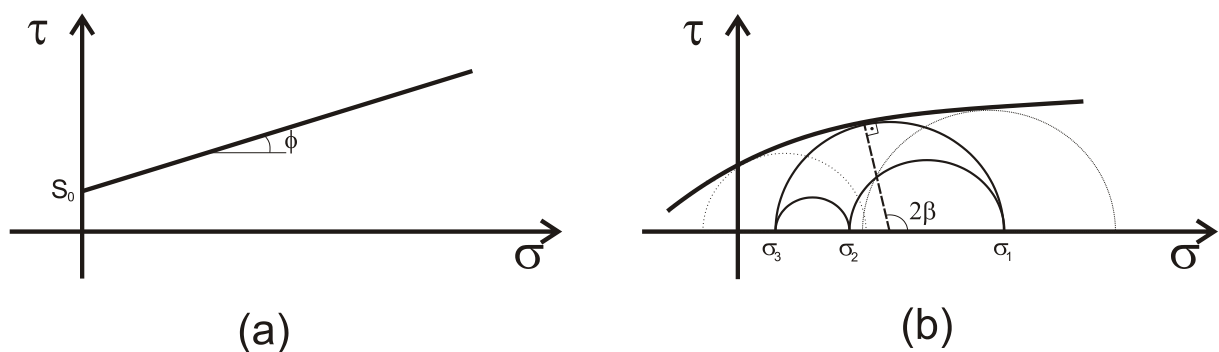


Figura 3-4: Envoltórias de ruptura no plano tensão cisalhante ( $\tau$ ) versus tensão normal ( $\sigma$ ), (a) critério de ruptura de Coulomb e (b) exemplo de envoltória de Mohr.



Griffith em 1921 propôs que a fratura em materiais frágeis, como o vidro, ocorre quando a sua resistência a tração é excedida devido à concentração de tensão nos bordos de trincas microscópicas presentes no material (*Griffith cracks*). A fratura ocorre quando a máxima tensão próxima da borda da trinca com orientação mais desfavorável atinge um valor característico para o material. Seguindo a dedução do critério de Griffith em termos da máxima tensão de tração e das tensões principais em duas dimensões, a envoltória de ruptura é dada por:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8T_0(\sigma_1 + \sigma_3) \quad \text{se} \quad \sigma_1 + 3\sigma_3 > 0 \quad (3.6)$$

$$\sigma_3 = -T_0 \quad \text{se} \quad \sigma_1 + 3\sigma_3 < 0 \quad (3.7)$$

Onde  $T_0$  é a resistência à tração do material.

Segundo Jaeger (1971), o critério de Griffith é valioso por abranger a transição entre valores negativos e positivos de  $\sigma_3$ . Entretanto a equação parabólica apresentada acima não se ajusta corretamente aos resultados experimentais.

A teoria de Griffith negligencia o fato de que as trincas podem ser fechadas dependendo da tensão compressiva aplicada. Se isso ocorrer, forças friccionais geram uma importante componente de resistência para o material. Desta forma, segundo McClintock e Walsh (1962) *apud* Jaeger (1971), o critério de Griffith é válido enquanto as trincas permanecem abertas. Hoek (1983) salienta que a validade do critério de Griffith nos trechos da envoltória que envolvem tensões negativas (tração) se dá porque neste domínio de tensões a propagação das fraturas ocorre rapidamente, ou seja o início das fraturas e a ruptura do corpo de prova são praticamente simultâneos. McClintock e Walsh (1962) *apud* Jaeger e Cook (1976) propuseram uma modificação no critério de Griffith que consiste em manter as equações originais para baixos valores de  $\sigma_1$  e inserir uma região de transição que tende assintoticamente a uma forma linear expressa pela equação de Coulomb para valores mais elevados de  $\sigma_3$  (Figura 3-5).

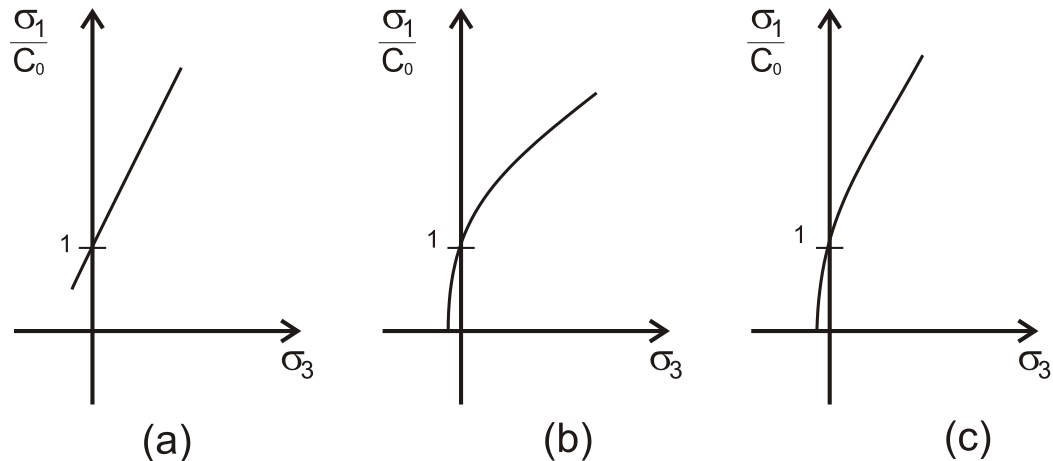


Figura 3-5: visualização dos critérios de ruptura: (a) Coulomb, (b) Griffith e (c) Griffith modificado.

Segundo Jaeger (1971) o critério de Griffith é um modelo matemático extraordinário para o estudo de trincas em rocha, mas é apenas um modelo matemático, pois em escala microscópica, conforme citado no início deste capítulo, as rochas consistem em agregados de cristais anisotrópicos com distintos comportamentos mecânicos, que aliado aos contornos dos minerais definirão o comportamento a nível microscópico.

O reconhecimento da dificuldade da determinação de um modelo matemático que preveja a propagação de fraturas e a ruptura de rochas levou vários autores a propor correlações empíricas entre as tensões principais ou entre as tensões normal e cisalhante na ruptura (Hoek, 1983).

Hoek e Brown (1980) apresentaram um critério de ruptura empírico para rochas e maciços fraturados. Segundo os autores o critério de ruptura deveria atender às seguintes condições:

- Possuir uma boa concordância com os valores de resistência determinados experimentalmente para rochas;
- Ser expresso através de expressões matemáticas simples;
- Ter a possibilidade de ser estendido para rupturas anisotrópicas e para maciços fraturados.

Utilizando um grande número de dados experimentais Hoek e Brown (1980) ajustaram, seguindo procedimento de tentativa e erro, parábolas distorcidas que se assemelhassem ao critério de Griffith na porção inicial da envoltória e que reproduzissem satisfatoriamente aos resultados experimentais no restante da envoltória. Deste procedimento resultou a seguinte correlação empírica.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + (m\sigma'_3 + s\sigma_c^2)^{1/2} \quad (3.8)$$

Onde:  $\sigma'_1$  é a tensão principal maior na ruptura,  $\sigma'_3$  é a tensão principal menor na ruptura,  $\sigma'_c$  é resistência à compressão simples da rocha intacta e  $m$  e  $s$  são constantes empíricas do material.

A constante  $m$  tem sempre um valor positivo e varia entre 0,001 para um maciço de má qualidade até 25 para rocha dura intacta. A constante  $s$  varia de 0 para maciço muito fraturado até 1 para o material intacto. Para uma analogia com o critério de Mohr-Coulomb pode-se dizer que a constante  $m$  é relacionada com o ângulo de atrito interno  $\phi'$  e a constante  $s$  é relacionada com a coesão  $c'$ .

O critério empírico de Hoek e Brown (1980) assume que:

*Tensão efetiva:* o critério é válido para tensões efetivas. Jaeger e Cook (1976) demonstraram que o princípio das tensões efetivas é válido mesmo para rochas com permeabilidade muito baixa.

*Influência do fluido nos poros na resistência:* existe influência na resistência das rochas devido à saturação. Ocorre significativa redução da resistência à compressão simples entre amostras secas e saturadas, mas esta condição não afeta o valor da constante  $m$ . Deve-se realizar os ensaios dentro de uma pequena variação de teor de umidade, e para aplicações práticas este teor de umidade deve refletir a umidade de campo. No caso da UHE Castro Alves o teor de umidade da rocha *in situ* era bastante baixo, a máxima presença de água na escavação foi alguns gotejamentos em determinados planos.

*Influência da velocidade de carregamento:* Com exceção dos testes em tensões efetivas com materiais de baixíssima permeabilidade ou materiais com comportamento viscoso, a velocidade de carregamento é um fator insignificante.

*Influência do tamanho da amostra:* a influência do tamanho da amostra é dada pela relação proposta por Hoek and Brown (1980).

$$\sigma_c = \sigma_{c50} (50/d)^{0.18} \quad (3.9)$$

Onde:  $\sigma_c$  é a resistência à compressão simples,  $d$  é o diâmetro da amostra em milímetros e  $\sigma_{c50}$  é a resistência à compressão simples de uma amostra do mesmo material com diâmetro igual a 50mm.

*Influência da tensão principal intermediária:* é considerado que o processo de ruptura é comandado por  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  e que  $\sigma'_2$  tem influência desprezível neste processo. Embora esta seja uma aproximação, os autores citam que existem evidências de que  $\sigma'_2$  pode ser desprezado nas análises sem induzir a grandes erros.

*Inclinação do plano de ruptura:* os ângulos do plano de ruptura estimados pelas equações podem ser utilizados como uma aproximação apenas. Hoek and Brown (1980) apresentam dados de ensaios em mármore apresentando significativas diferenças entre os ângulos estimados e medidos; entretanto, ressalta que medir o ângulo não é trivial, a precisão desta medida oscila em torno de 5 graus e que, às vezes, pelo complexo processo de ruptura, um único plano não é facilmente verificado.

*Transição entre comportamento frágil e dúctil:* esta transição induz a uma quebra na envoltória de Mohr-Coulomb, gerando ângulos de atrito menores do que os iniciais. Alguns autores encontraram esta transição na razão de tensões  $\sigma'_1/\sigma'_3 = 4,3$  para calcário e para outras rochas em torno de 3,4. A regra dos autores para o método é que a tensão confinante deve ser inferior à resistência à compressão simples para considerar o comportamento frágil.

O critério de ruptura pode ser utilizado para descontinuidades, assim como o proposto por Barton (1971, 1973) *apud* Hoek (1983), devendo apenas serem ajustados os parâmetros  $s$  e  $m$ . Este fato é útil para analisar a anisotropia de maciços gerada por um plano de fraqueza, sendo que a resistência ao cisalhamento pode ser calculada levando em consideração a direção do plano de fraqueza em relação às direções das tensões principais. O critério pode ser estendido a mais de um plano de fraqueza, sendo que a análise de vários planos conduz à resistência de maciços descontínuos, ou, maciços fraturados.

Os valores de  $m$  e  $s$  devem ser determinados experimentalmente; entretanto os autores do critério apresentam tabelas com valores destas constantes para diversos tipos de rochas e qualidades do maciço. A qualidade do maciço é apresentada em termos de uma descrição na tabela e tomando como referência as classificações geomecânicas dos sistemas RMR (Bieniawski, 1974) e Q (Barton *et al.*, 1974).

O sistema conhecido como RMR *Rock Mass Rating* consiste no sistema de classificação de maciços rochosos proposto por Bieniawski (1974) do *South African Council for Scientific and Industrial Research* (CSIR) enquanto que o sistema conhecido como sistema Q consiste no sistema de classificação proposto por Barton *et al* (1974) do *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI). Ambos os sistemas de classificação, baseados em estudos de diversos túneis executados, fornecem correlações empíricas para pré-dimensionamento de tratamentos em túneis, que são amplamente utilizados em projetos executivos. A classificação dos maciços consiste basicamente em tabelas que determinam pontuações para cada característica do maciço, por exemplo, grau de fraturamento ou RQD. Estas classificações não serão apresentadas nesta revisão de literatura porque, apesar de sua grande importância em obras correntes, são de pleno conhecimento do meio técnico e científico.

Em 1988 foi introduzido no critério o conceito de maciço rochoso perturbado e não perturbado (*disturbed and undisturbed rock mass*) ao critério de ruptura estabelecido. No decorrer do tempo novas modificações foram realizadas no referido critério, conforme apresentado a seguir.

Um importante tema de pesquisa sobre o método foi a dificuldade de se definir uma relação coerente entre o critério de ruptura de Hoek e Brown (1980) e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, amplamente utilizados em programas de dimensionamento/análise de problemas geotécnicos utilizando o método do equilíbrio limite e elementos finitos.

Hoek e Brown (1980) apresentaram a derivação exata, realizada pelo Dr. J.W. Bray, da equação de seu critério de ruptura para determinação da tensão normal e cisalhante. Entretanto, Hoek (1994) comentou que a determinação da coesão através do ajuste de uma reta tangente à envoltória curvilínea de Mohr pode levar a uma superestimativa dos parâmetros de resistência em análises de estabilidade. Hoek e Brown (1997) apresentam um

método de ajustar uma envoltória linear de Mohr-Coulomb a uma envoltória curva gerada pelo critério de Hoek e Brown (1980) através de uma regressão linear utilizando um ajuste pelo método dos mínimos quadrados; o ajuste entre estas duas envoltórias pode ser dado pelo coeficiente  $a$ , introduzido pelos autores na redação do Critério de Ruptura de Hoek e Brown Generalizado, apresentado em Hoek (1994).

Quanto às classificações geomecânicas, inicialmente o valor de RMR (Bieniawski, 1974) havia sido utilizado no equacionamento das constantes. Entretanto este valor não se mostrou adequado para consideração das condições geológicas no equacionamento das envoltórias de resistência dos maciços, especialmente para maciços de baixa qualidade. Por este motivo Hoek (1994) introduziu o Índice de Resistência Geológica (GSI – *Geological Strength Index*). Este índice consiste em uma classificação do maciço de acordo com o grau de fraturamento e a qualidade da rocha, e pode ser verificado em Hoek (1994) e Hoek e Brown (1997); neste último são apresentados também exemplos práticos da aplicação do critério.

Desta forma, conforme apresentado por Hoek *et al.* (2002), o equacionamento do critério de ruptura de Hoek-Brown Generalizado para maciços fraturados é:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.10)$$

Onde  $m_b$  é o valor reduzido da constante  $m_i$  para rocha intacta, dado pela expressão:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14.D}\right) \quad (3.11)$$

Onde  $D$  é um fator que depende do grau de dano gerado pelas detonações da escavação e pelo alívio de tensões devido a escavação. O valor de  $D$  varia de 0 para rocha sem nenhum dano até 1 para rocha bastante danificada.

Para as rochas encontradas no túnel da UHE Castro Alves o valor de  $m_i$  sugerido por Hoek e Brown (1997) é aproximadamente 17.

As constantes  $s$  e  $a$  para o maciço rochoso são determinadas pelas seguintes expressões:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3.D}\right) \quad (3.12)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (3.13)$$

Os valores de resistência à compressão e à tração do maciço são dados tomando-se  $\sigma'_3 = 0$  e  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_t$ , respectivamente, na equação geral do critério, de onde verifica-se que:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (3.14)$$

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (3.15)$$

Hoek *et al* (2002) mostram que a correlação entre o critério de ruptura de Hoek e Brown (1980) e os parâmetros de resistência ao cisalhamento da envoltória de Mohr-Coulomb é dada pelas expressões apresentadas abaixo. Estas equações consistem no ajuste de uma reta a envoltória curva dada pelo critério de Hoek e Brown (para o intervalo de tensões  $\sigma'_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3máx}$ ).

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[ \frac{6a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (3.16)$$

$$c' = \frac{\sigma'_{ci} \left[ (1+2a) \cdot s + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a) \cdot \sqrt{\frac{1 + [6a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}]}{[(1+a) \cdot (2+a)]}}} \quad (3.17)$$

Onde  $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3máx} / \sigma'_{ci}$ .

O valor de  $\sigma'_{3máx}$  deve ser considerado para cada caso. Os autores citam que para túneis o valor de  $\sigma'_{3máx}$  pode ser dado pela equação:

$$\frac{\sigma'_{3máx}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \cdot \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0,94} \quad (3.18)$$

Onde  $\gamma$  é o peso específico da rocha,  $H$  é a profundidade do túnel e  $\sigma'_{cm}$  é dado pela equação:

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} \cdot \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8.s)](m_b / 4 + s)^{a-1}}{2.(1+a).(2+a)} \quad (3.19)$$

Toda as definições dos critérios de ruptura aqui apresentados foram expressas em duas dimensões, conforme já mencionado, desprezando-se a influência da tensão principal intermediária. Entretanto, os critérios de ruptura podem ser escritos em função dos invariantes de tensão  $I_1$ ,  $J_2$ ,  $J_3$  e  $\theta$ , para se obter sua representação tridimensional. O invariante  $I_1$  está relacionado à posição de um ponto representativo de um estado de tensões ao longo do eixo isotrópico; o invariante  $J_2$  tem relação com a distância do ponto representativo do estado de tensões ao eixo isotrópico (tensões cisalhantes) e o ângulo  $\theta$  corresponde ao afastamento do ponto representativo do estado de tensão em relação ao eixo da tensão principal maior, variando entre  $+ - 30^\circ$ , porque  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ .

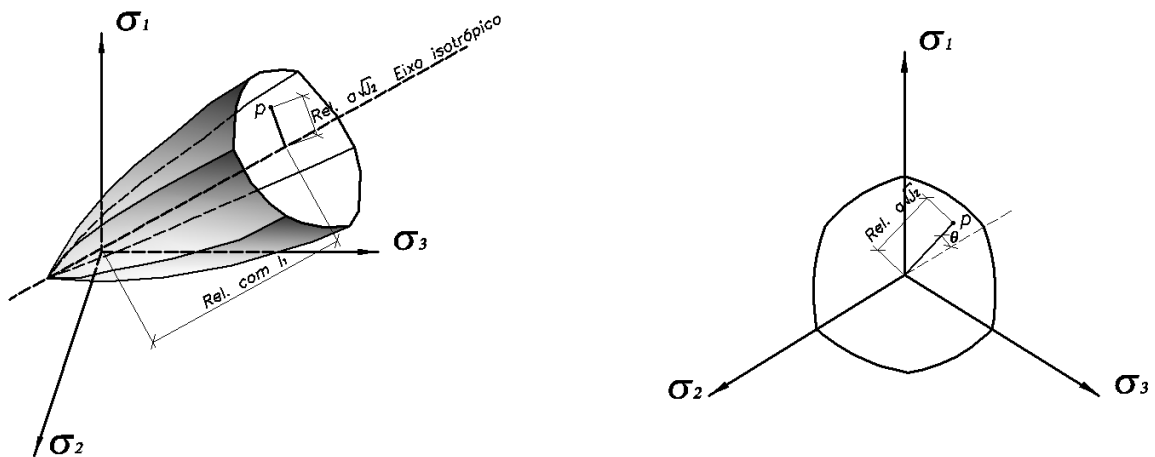


Figura 3-6: significado dos invariantes de tensão e do ângulo teta, apresentando a superfície de ruptura tridimensional do critério de Hoek e Brown.

Tomando-se os invariantes

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (3.20)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \quad (3.21)$$



$$J_3 = S_x \cdot S_y \cdot S_z + 2 \cdot \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - S_x \cdot \tau_{yz}^2 - S_y \cdot \tau_{zx}^2 - S_z \cdot \tau_{xy}^2 \quad (3.22)$$

Onde:

$$S_x = \sigma_x - \frac{I_1}{3} \quad S_y = \sigma_y - \frac{I_1}{3} \quad S_z = \sigma_z - \frac{I_1}{3} \quad (3.23 \text{ a , b , c})$$

$$\text{sen}3\theta = \frac{-3 \cdot J_3 \cdot \sqrt{3}}{2 \cdot J_2^{\frac{3}{2}}} \quad (3.24)$$

Coincidindo os eixos x, y e z com os eixos das tensões principais, as mesmas podem ser escritas como:

$$\sigma_1 = \frac{1}{3} \left[ I_1 + 2 \cdot \sqrt{3} \cdot \sqrt{J_2} \cdot \text{sen} \left( \theta + \frac{2\pi}{3} \right) \right] \quad (3.25)$$

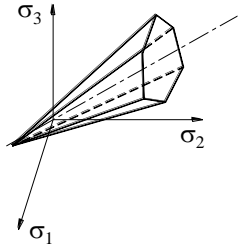
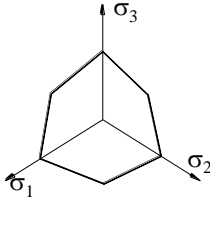
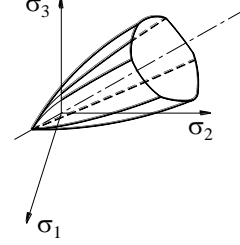
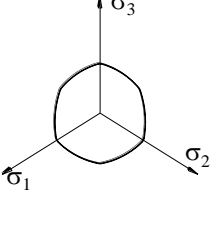
$$\sigma_2 = \frac{1}{3} \left[ I_1 + 2 \cdot \sqrt{3} \cdot \sqrt{J_2} \cdot \text{sen}(\theta) \right] \quad (3.26)$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{3} \left[ I_1 - 2 \cdot \sqrt{3} \cdot \sqrt{J_2} \cdot \cos \left( \frac{\pi}{6} - \theta \right) \right] \quad (3.27)$$

Logo, os critérios de ruptura de Mohr Coulomb e Hoek e Brown podem se escritos, em função dos invariantes de tensão, da forma descrita na Tabela 3-1. Nesta tabela também são apresentadas as representações dos critérios de ruptura no plano octaédrico e também no espaço das tensões principais, conforme apresentado por Almeida e Souza (1998).

Embora o conhecimento da envoltória de ruptura de determinado material consista em informação fundamental para o estudo do mesmo, e seja, para uma análise em equilíbrio limite, até suficiente para definição da segurança de determinado projeto, o conhecimento da mesma nada diz sobre o comportamento tensão *versus* deformação deste material, logo não é informação suficiente para determinação do desempenho da referida obra.

Tabela 3-1: apresentação dos critérios de ruptura no espaço das tensões principais, no plano octaédrico e escritos em função dos invariantes de tensão (Almeida e Souza, 1998).

CRITÉRIO	Espaço das tensões principais	Plano octaédrico	$F = F(I_1, \sqrt{J_2}, \theta)$
Mohr Coulomb			$\sqrt{J_2} (3 \cos \theta + \sqrt{3} \operatorname{sen} \theta) - \operatorname{sen} \theta (I_1 + 3c \cdot \cot g \phi)$
Hoek e Brown			$2\sqrt{J_2} \cos \theta - \left[ \frac{m\sigma_c \sqrt{J_2}}{-\sqrt{3}} (\operatorname{sen} \theta + \sqrt{3} \cos \theta) + \frac{1}{3} I_1 m \sigma_c + s \sigma_c^2 \right]^{1/2}$

A representação matemática do comportamento da rocha antes e pós ruptura consiste na elaboração dos modelos constitutivos de comportamento destes materiais.

Remetendo-se novamente à Figura 3-2, antes do pico de resistência, a curva tensão *versus* deformação é separada em três partes: a parte inicial com concavidade para cima, uma parte central retilínea, e uma porção final com concavidade para baixo. A Figura 3-7 apresenta um ensaio triaxial (CP 99), com os mesmos trechos. No mesmo gráfico são apresentadas as variações das deformações volumétricas durante a compressão triaxial e também a trajetória de tensões no plano  $I_1, \sqrt{J_2}$ . Propositamente o ensaio foi apresentado somente até o pico de resistência, para discussão da curva tensão *versus* deformação até este ponto.

No trecho inicial a concavidade para cima pode ser relacionada ao fechamento de microfissuras no corpo de prova; note que as deformações volumétricas são bastante baixas pois quase não há deformação radial nesta etapa. Nesta fase se as deformações forem recuperáveis, o trecho pode ser caracterizado como elástico não linear.

No segundo trecho é verificada a linearidade na curva tensão versus deformação, onde as deformações são recuperáveis em um ciclo de carga e descarga. O trecho pode ser caracterizado como de comportamento elástico linear.

No trecho após o trecho linear, mas ainda antes da ruptura, a curva tensão *versus* deformação apresenta uma concavidade para baixo que corresponde ao início da plastificação do material, ou seja, o início das deformações não recuperáveis que podem ser verificadas nos ciclos de carga e descarga executados no ensaio apresentado na Figura 3-7.

Aproximando todo o trecho pré pico apresentado na Figura 3-7 por um trecho linear, as tensões e deformações podem ser relacionadas pela teoria da elasticidade de acordo com as seguintes equações:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_1 - \nu \cdot (\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (3.28)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_2 - \nu \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)] \quad (3.29)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_3 - \nu \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (3.30)$$

Sendo a variação volumétrica dada por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3.31)$$

Modelos elásticos não lineares podem ser adotados, como por exemplo alguns modelos hiperbólicos sugeridos para solos. Entretanto, para as rochas estudadas nesta tese, o modelo elástico linear corresponde a uma boa aproximação do comportamento destas rochas antes do pico de resistência (ruptura). Tal afirmativa pode ser também verificada na na Figura 3-7 onde foi inserida a simulação numérica do ensaio realizado, utilizando o programa UCGEOCODE da Universidade de Coimbra (Almeida e Souza, 1998).

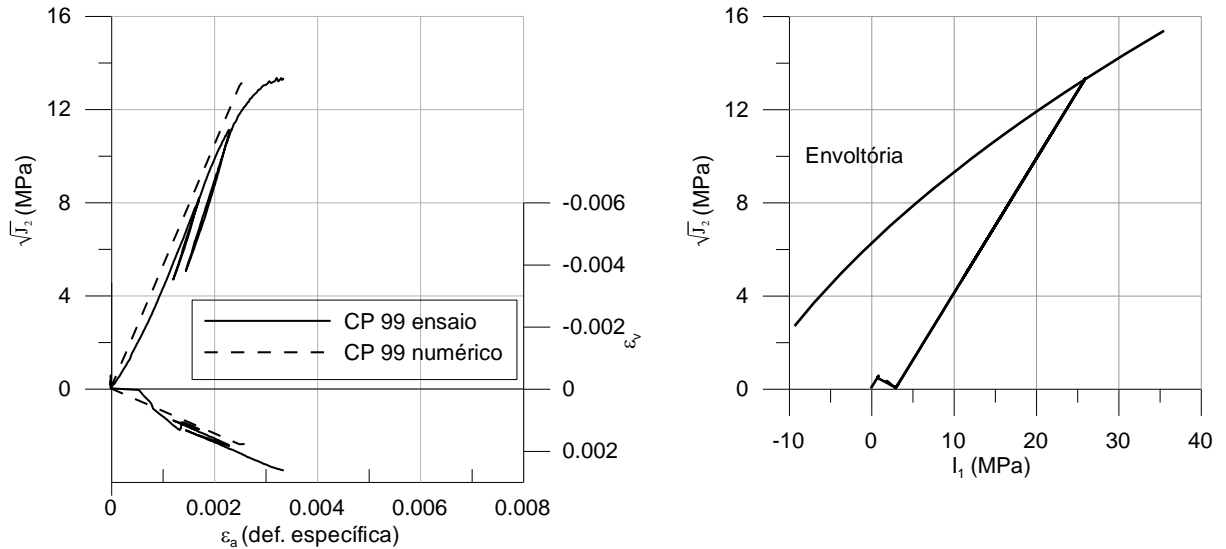


Figura 3-7: Ensaio do corpo de prova 99 de brecha preta, com verificação dos trechos da curva tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica no gráfico do lado esquerdo. No lado direito, observa-se a envoltória de ruptura no plano  $I_1, \sqrt{J_2}$ , com a trajetória de tensão do ensaio real e numérico.

Após o pico de resistência, ou a ruptura do corpo de prova, as variações de tensão e deformação não dependem mais apenas das características elásticas do material e sim do seu comportamento em plasticidade.

A plasticidade pode ser caracterizada fundamentalmente por três parâmetros: plastificação, endurecimento e fluxo.

A plastificação é definida quando o material ultrapassa seu limite elástico, ou seja, quando o material começa a apresentar deformações irreversíveis, ou plásticas. O ponto de plastificação situa-se sobre uma superfície de plastificação, que pode coincidir ou não com a superfície de ruptura.

O endurecimento (*hardening*) consiste na ampliação da superfície de plastificação devido a um incremento das deformações plásticas. Se não ocorre ampliação da superfície de plastificação, logo se a mesma não é alterável, então o material é dito como perfeitamente plástico.

O fluxo, ou lei de fluxo, consiste na lei que define os incrementos de deformação plástica relacionados às tensões. Os incrementos de deformação plástica são normais a superfície de potencial plástico, sendo:

$$\{d\varepsilon\} = d\lambda \cdot \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} \quad (3.32)$$

Sendo  $d\lambda$  o multiplicador plástico que define a magnitude do vetor de deformação plástica.

Se superfície de potencial plástico coincide com a superfície de plastificação a lei de fluxo é dita associada, e cumpre os postulados de Drucker ( $d\sigma \cdot d\varepsilon \geq 0$  e  $\int \varepsilon d\sigma \geq 0$ ) tal como modelos constitutivos que assumem plasticidade perfeita.

Entretanto, se a superfície de potencial plástico não coincidir com a superfície de plastificação, a mesma é dita não associada, e não cumpre os postulados de Drucker. Mroz (1963) *apud* Almeida e Souza (1998) mostrou que mesmo assim o material ainda é estável uma vez que a condição de unicidade continua a ser satisfeita.

Para os materiais geotécnicos, os resultados de simulações realizadas utilizando a lei de fluxo associada conduzem a deformações maiores do que aquelas verificadas experimentalmente; desta forma é comum a utilização da lei de fluxo não associada, conforme apresentado por Mayer e Hueckel (1979) juntamente com outras características para materiais rochosos:

- o vetor de deformação plástica tem direção diferente à normal em relação a superfície de plastificação, embora ainda seja independente das taxas de tensão;
- o módulo elástico varia quando as deformações plásticas ocorrem;
- o incremento de plastificação pode gerar: endurecimento (*hardening*), amolecimento (*softening*) ou não alterar a superfície de plastificação (perfeitamente plástico).

Estes mesmos autores apresentaram para distintas trajetórias de tensões as verificações quanto à estabilidade dos materiais quando não atendidos os postulados de Drucker, inclusive com ocorrência de amolecimento, ou *softening*.

Conforme apresentado anteriormente, quando a lei de fluxo plástico é não associada o vetor de deformação plástica não é normal à superfície de plastificação, embora continue sendo normal à superfície de potencial plástico. Usualmente em geotecnia determina-se o ângulo de dilatância, que representa a inclinação da superfície retilínea de potencial plástico no espaço distorção *versus* deformação volumétrica em deformações planas. Isto se deve ao fato de o critério de Mohr Coulomb ser o mais utilizado na Mecânica dos Solos. A Figura 3-8 ilustra estes conceitos de forma gráfica.

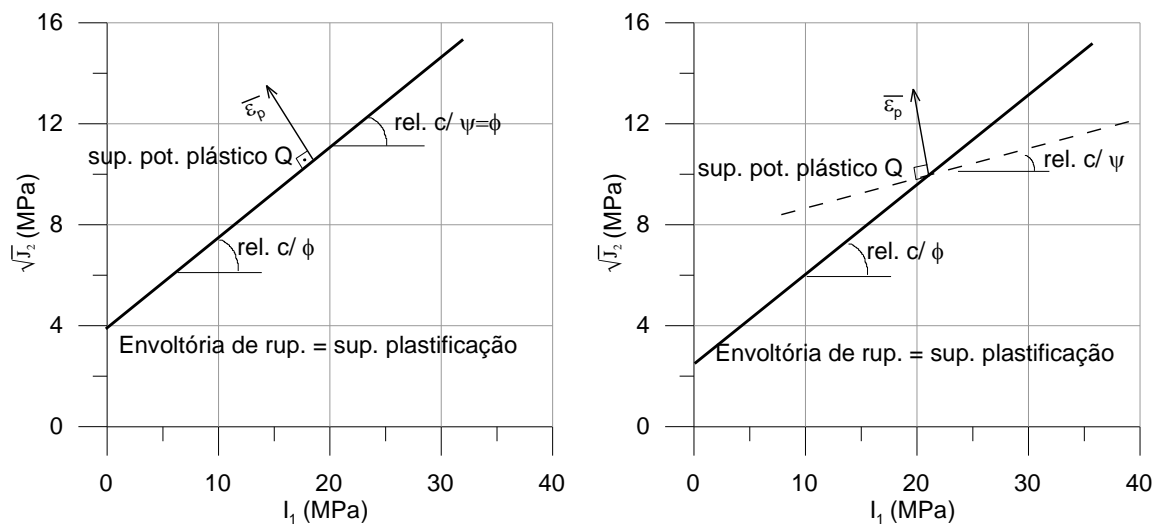


Figura 3-8: representação do vetor de deformação plástica em duas situações: (a) lei de fluxo associada, ou seja, superfície de potencial plástico igual a superfície de plastificação e (b) superfície de potencial plástico diferente da sup. de plastificação. Para ambos os casos a superfície de plastificação coincide com a superfície de ruptura que é definida como uma envoltória linear seguindo o critério de Mohr Coulomb.

As direções das tensões e deformações principais são as mesmas, mesmo após a plastificação do material. O ângulo de dilatância apresenta grande influência nas deformações volumétricas que ocorrem após a plastificação do material, e logo, nas tensões resultantes no entorno desta plastificação.

Bolton (1986) apresentou estudo sobre a dilatância de areias demonstrando a dependência da dilatância com a tensão confinante e com a densidade relativa destes materiais, bem como indicando as implicações da dilatância em aplicações de engenharia como o cálculo de estabilidade de taludes.

Para determinação do ângulo de dilatância, em deformações planas, tem-se:

$$\operatorname{sen} \psi = \left( \frac{-d\varepsilon_v}{d\gamma_{13}} \right) \quad (3.33)$$

Conforme mencionado por Bolton (1986) a significância mecânica do ângulo de dilatância pode ser verificada assumindo que os círculos de Mohr de deformações para os incrementos em deformações planas podem ser aplicados para um ensaio de cisalhamento direto, assumindo-se a análise de uma zona restrita ao plano de cisalhamento onde pode ser considerada a distorção de uma pequena faixa do corpo de prova. Neste ensaio o ângulo de dilatância é então equivalente ao ângulo formado entre o incremento de deslocamento vertical (fazendo com que o corpo de prova dilate) pelo incremento de deslocamento horizontal imposto pelo ensaio, em um plano de cisalhamento localizado distorcido entre dois corpos rígidos de solo.

Desta forma, a dilatância pode ser definida como a mudança de volume gerada pela distorção por cisalhamento em um elemento. Para solos, rochas e concreto, Vermeer e Borst (1984) *apud* Alejano e Alonso (2005) apresentam que o ângulo de dilatância é sensivelmente inferior ao ângulo de atrito interno; estes autores propuseram a seguinte equação para determinação do ângulo de dilatância, que pode ser aplicada para interpretação de ensaios triaxiais:

$$\operatorname{sen} \psi = \frac{\varepsilon_v^p}{-2.\varepsilon_1^p + \varepsilon_v^p} \quad \text{sendo que para ensaios triaxiais} \quad \operatorname{sen} \psi = \frac{\varepsilon_1^p + 2.\varepsilon_3^p}{-\varepsilon_1^p + 2.\varepsilon_3^p}$$

E em deformações planas a equação apresentada acima é equivalente à equação apresentada por Bolton (1986).

A Figura 3-9 apresenta um ensaio triaxial simulado numericamente utilizando o programa UCGEODEv6, variando-se o ângulo de dilatância do material desde um valor igual ao valor do ângulo de atrito (o que resulta na mesma condição de lei de fluxo associada) até um valor de ângulo de dilatância igual a zero. Verifica-se que ocorre grande dilatância com a lei de fluxo associada e que a consideração de um ângulo de dilatância igual a zero resulta na ausência de deformações volumétricas após a plastificação. Um valor intermediário de ângulo

de dilatância (no caso igual a  $\psi=\phi/4$ ) consiste no caso indicado como mais próximo da realidade segundo a bibliografia técnica.

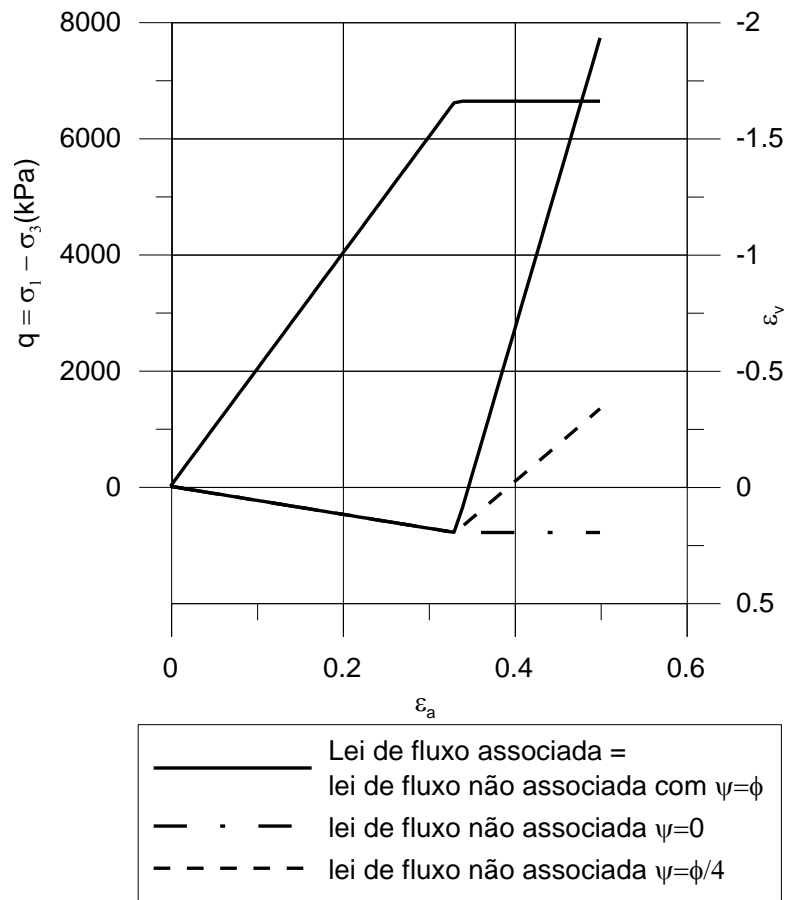


Figura 3-9: resultados de três ensaios triaxiais simulados com o programa de elementos finitos utilizado nesta tese.

Segundo Alejano e Alonso (2005), nos últimos 30 anos pesquisadores obtiveram sucesso na estimativa de critérios de ruptura (os quais se encontram sumarizados no início deste capítulo) e na determinação de parâmetros elásticos para maciços rochosos (que serão discutidos adiante); entretanto dificuldades são encontradas para se modelar o comportamento pós-pico de rochas e sua dilatância. Isto deve-se fundamentalmente a dois motivos: (i) primeiramente pela dificuldade inerente de se obter modelos que representem de forma adequada o comportamento das rochas e maciços rochosos neste campo de tensões e da própria determinação dos parâmetros necessários para tais modelos e (ii) devido ao fato de que boa parte das obras em engenharia de rochas seja realizada aquém da ruptura.



Devido a estes motivos tais parâmetros são dificilmente considerados em projeto, embora apresentem influência tanto nas tensões como nas deformações que ocorrem nas zonas plastificadas de túneis, conforme apresentado por Pan e Brown (1996). Estes autores demonstraram numericamente que o valor do ângulo de dilatância interfere de forma significativa na tensão axial (paralela ao eixo do túnel) em escavações de túneis circulares sendo a mesma dependente das deformações, ao contrário de  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$ , e também na convergência verificada nos mesmos. Maciços com elevadas dilatâncias conduzem a tensões axiais similares à tensão  $\sigma_\theta$ , mesmo em locais com tensões geostáticas baixas ou campos de tensão não uniformes ( $K_0 \neq 1$ ).

Conforme apresentado, o ângulo de dilatância define a superfície de potencial plástico retilínea, normalmente associada ao critério de ruptura de Mohr Coulomb. No caso em que se adote uma superfície de potencial plástico curva, conseqüentemente outras variáveis devem ser consideradas para a definição desta superfície. No caso do critério de ruptura de Hoek e Brown, utilizando-se a superfície de ruptura igual à superfície de plastificação, adota-se a mesma forma da superfície de plastificação para a superfície de potencial plástico, sendo a mesma definida pelo parâmetro  $m_{b\psi}$  que seria o equivalente ao ângulo de dilatância no critério de Mohr Coulomb. Hoek e Brown (1997) sugerem a adoção de  $m_{b\psi} = m_b/4$  (aproximadamente equivalente a  $\psi = \phi/4$ , no critério de Mohr-Coulomb) para maciços de ótima qualidade e  $\psi = 0$  para maciços de má qualidade na modelagem numérica destes materiais. A Figura 3-10 apresenta os dois casos descritos acima: superfície de plastificação e potencial plástico retilíneas (caso do critério de Mohr Coulomb) e superfícies de plastificação e potencial plástico curvas (critério de Hoek e Brown).

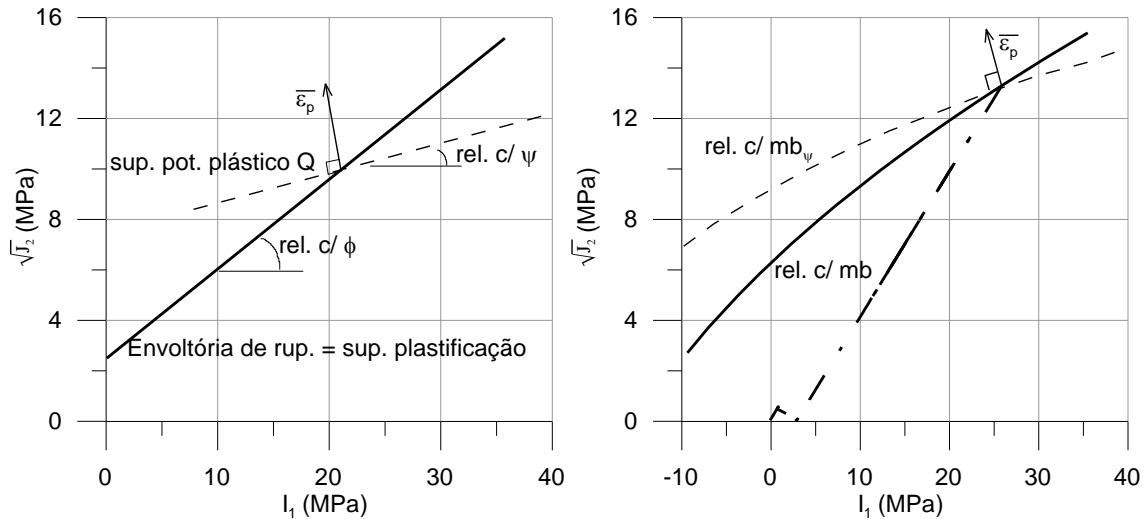


Figura 3-10: lei de fluxo não associada, (a) critério de Mohr Coulomb e (b) critério de Hoek e Brown.

A consideração da superfície de plastificação e da superfície de potencial plástico não retílineas resulta na variação da direção do vetor de deformação plástica com a variação da tensão média na plastificação, conforme pode ser verificado na Figura 3-11, onde é apresentada a simulação numérica de dois ensaios triaxiais com diferentes tensões de confinamento. Nota-se que no ensaio com tensão confinante de 1MPa ocorre maior dilatância do que no ensaio com tensão de confinamento igual a 10MPa, mesmo sendo considerado o parâmetro de dilatância  $m_{b\psi}$  constante (igual a  $m_b/2$  neste caso). O ensaio com tensão confinante de 1MPa apresenta um ciclo de carga e descarga após a plastificação, da mesma forma que os ensaios reais foram executados.

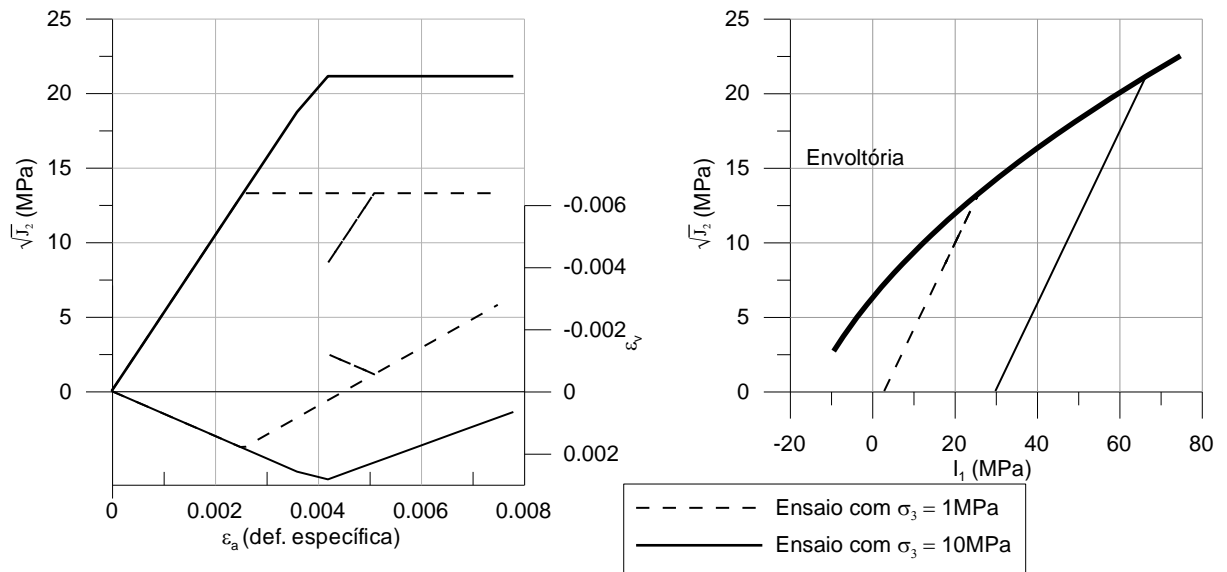


Figura 3-11: variação na direção do vetor de deformação plástica devido a curvatura da superfície de plastificação, simulação numérica de ensaios.

Tal verificação conduz à discussão dos conceitos apresentados por Bolton (1986), Alejano e Alonso (2005), entre outros autores que discutem a modelação da variação do ângulo de dilatância com a variação das tensões médias. É fato que o vetor de deformação plástica sofre alterações na sua direção dependendo do nível das tensões médias atuantes. Esta mudança de direção pode ser modelada tanto pela variação do ângulo de dilatância com o nível de tensões como pela definição de uma superfície de plastificação curva, ou seja, dependente do nível de tensões. Embora em ambos os casos o equacionamento da dilatância consista em uma ferramenta numérica para representação de um fenômeno físico, dadas as diversas referências que apresentam superfícies de plastificações determinadas experimentalmente para solos que são de fato curvas (Martins, 2001; Reis e Vilar, 2004, entre outros), entende-se como mais fidedigno ao comportamento real o uso de superfícies de plastificação curvas do que modelar a variação do ângulo de dilatância, fato que será demonstrado no capítulo 4 para o programa experimental desenvolvido nesta tese.

Desta forma, a Figura 3-12 apresenta o restante das curvas tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para o ensaio com o CP99, cujo trecho inicial havia sido apresentado na Figura 3-7, novamente apresentando o resultado real do ensaio e o resultado da simulação numérica do mesmo usando o programa UCGEOCODEv6,

com o critério de ruptura de Hoek e Brown utilizando a lei de fluxo não associada e o parâmetro de dilatância  $m_{b\psi} = m_b/2$ .

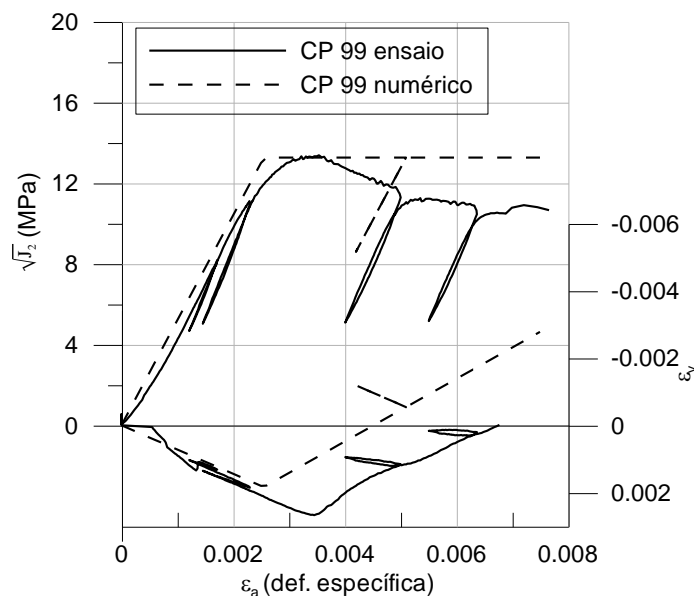


Figura 3-12: ensaio triaxial do corpo de prova 99, BP, e sua retro-análise com simulação numérica.

Tanto a boa representatividade do modelo em relação ao comportamento real, como suas limitações, são claramente perceptíveis nesta figura. Verifica-se, como pontos positivos da simulação, a boa concordância no trecho elástico linear, a boa previsão de carga de ruptura e a possibilidade de se definir o comportamento volumétrico do material com base no ajuste do parâmetro de dilatância. Quanto aos pontos negativos, têm-se a não representação do início da plastificação ou não linearidade próxima ao pico de resistência, o que não representa diferença no nível de tensão na ruptura mas acarreta em alteração no início do comportamento dilatante do material, além da não representação da queda de resistência após o pico, ou *softening*, conforme mencionado anteriormente de difícil simulação em elementos finitos. Tanto os pontos positivos como os negativos são mais pronunciados nos demais materiais estudados nesta tese, ou seja, nos materiais mais rígidos, BD e BVA.

Novamente discutindo a questão de escala em problemas de Mecânica das Rochas, são apresentadas abaixo algumas estimativas de parâmetros de deformabilidade em maciços rochosos, as quais foram sugeridas ao longo do tempo, considerando ou não os valores medidos para a rocha intacta.

Como os maciços rochosos com juntas não apresentam comportamento elástico linear, a comissão de terminologia da ISRM (*International Society of Rock Mechanics*), citada por Bieniawski (1978), definiu as seguintes nomenclaturas:

- Módulo de deformação: a relação entre a tensão e a correspondente deformação de um maciço de rocha durante carregamento, incluindo comportamento elástico e plástico.
- Módulo de elasticidade ou módulo de Young: a relação entre tensão e correspondente deformação abaixo do limite de proporcionalidade do material.

Hoek e Diederichs (2006) apresentam na Figura 3-13 com a definição dos diferentes módulos obtidos para ensaios em rochas. Estes autores apresentam esta figura evidenciando o cuidado que se deve tomar na utilização de resultados de ensaios, devido à grande diferença entre os diferentes módulos obtidos.

Assim como discutido para os critérios de ruptura, dificilmente um valor de módulo de elasticidade obtido em um ensaio de laboratório, com amostras de pequenas dimensões, será representativo do valor de módulo de deformabilidade do maciço rochoso, que, embora seja composto por esta mesma rocha, possui sistemas de juntas, falhas e demais heterogeneidades.

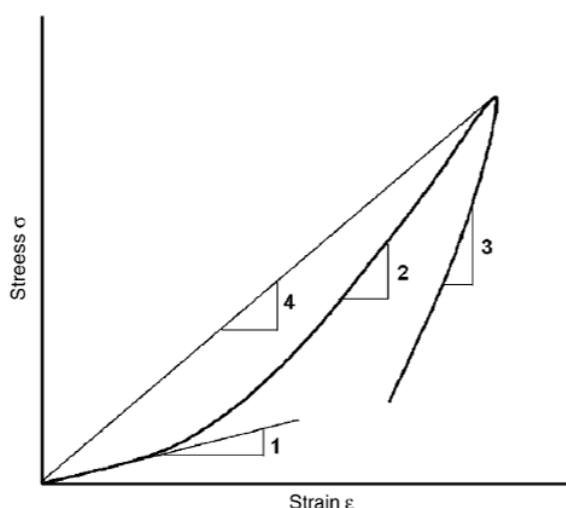


Figura 3-13: Diferentes módulos obtidos em ensaios para rochas: (1) módulo tangente inicial; (2) módulo elástico tangente; (3) módulo de recarga e (4) módulo de deformabilidade.

Uma maneira de estimar a deformabilidade de maciços rochosos é a realização de ensaios de campo, como: ensaios de placa, ensaios com macacos hidráulicos planos, ensaios de pressão radial, pressiômetros, dilatômetros, etc.

Estes ensaios são caros e, infelizmente, pouco realizados em obras correntes de escavações subterrâneas brasileiras. Outro aspecto relevante consiste no fato de que a interpretação destes ensaios não é trivial, uma vez que uma série de hipóteses e considerações devem ser feitas para estimativa dos parâmetros desejados. Baseado nesta dificuldade, Bieniawski (1978) cita que deve ser feita verificação cruzada utilizando-se mais de um método de ensaio para a mesma escavação, e que os métodos mais adequados para estes propósitos são: *plate bearing test* e *Goodman Jack test*.

Motivado pela dificuldade de execução e interpretação dos ensaios para determinação de módulos em campo Bieniawski (1978) sugeriu uma abordagem empírica para estimativa do módulo de deformabilidade do maciço baseado na sua classificação geomecânica (RMR). Utilizando três casos históricos de obras de escavação na África do Sul (*Orange River Water Project*, *Drakensberg Pumped Storage Scheme* e *Elandsberg Pumped Storage Scheme*) que continham uma grande quantidade de ensaios de campo para determinação de módulos, o autor sugeriu uma variação linear entre o módulo de deformabilidade do maciço com o valor de RMR. Esta relação é expressa pela equação:

$$E_m (GPa) = 1,76.RMR - 84,3 \quad (3.34)$$

Onde  $E_m$  é o módulo de deformabilidade do maciço. Tendo em vista os erros envolvidos na determinação de tal correlação, o autor sugere que, por praticidade e sem alterar significativamente sua aplicabilidade, a correlação pode ser escrita como:

$$E_m (GPa) = 2.RMR - 100 \quad (3.35)$$

Posteriormente vários autores definiram correlações para estimativa dos módulos de deformabilidade baseadas em classificações geomecânicas (Q e RMR), sendo citada abaixo a equação proposta por Serafim e Pereira (1983) de frequente utilização nos projetos brasileiros.

$$E_m (GPa) = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \quad (3.36)$$

Hoek e Diederichs (2006) apresentam uma revisão destes autores e propõem uma nova correlação para estimativa dos módulos de deformabilidade, expressa pela equação:

$$E_m (GPa) = 100.000. \left( \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left( \frac{75+25.D-GSI}{11} \right)}} \right) \quad (3.37)$$

Onde D é o fator de dano devido ao processo de escavação e GSI é o (*Geological strenght index*). Se o módulo da rocha intacta for conhecido então a expressão a ser utilizada é:

$$E_m (GPa) = Ei. \left( 0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left( \frac{60+15.D-GSI}{11} \right)}} \right) \quad (3.38)$$

## 4 ENSAIOS EM ROCHA

Conforme apresentado na seção anterior, a estabilidade de escavações subterrâneas depende das condições estruturais do maciço e da relação entre as solicitações e a resistência da rocha. Conforme citado por Jaeger e Cook (1976) as propriedades mecânicas da rocha dependem da interação entre cristais, partículas e materiais cimentantes, bem como fraturas, juntas, acamamentos e outras falhas. Se por um lado a determinação de propriedades mecânicas das rochas com base nas suas partículas constituintes seria uma alternativa, por outro lado a distribuição de juntas, fraturas, acamamentos e falhas são tão variáveis que dificilmente a determinação de propriedades mecânicas de um maciço pode representar o comportamento de outro maciço. Desta forma as mais básicas propriedades mecânicas das rochas são aquelas determinadas em amostras que tenham tamanho grande o suficiente para conter a maior parte das partículas constituintes da rocha e tamanho pequeno o suficiente para excluir a maior parte das discontinuidades. Estas propriedades são atribuídas a rocha intacta.

Para se determinar as propriedades mecânicas da rocha intacta uma série de ensaios podem ser utilizados: ensaio de compressão simples, ensaio de carga pontual, ensaio de tração simples, ensaio de compressão-extensão triaxial, ensaio *hollow cylinder*, ensaio de compressão diametral/tração indireta (ensaio brasileiro), ensaio de flexão, ensaio de torção e ensaios dinâmicos (ressonância, propagação de onda).

Nesta tese de doutorado, com a finalidade de caracterização e determinação de parâmetros geotécnicos, foram realizados os ensaios de carga pontual, de compressão simples, de compressão triaxial, de compressão diametral (ensaio brasileiro) e de velocidade de propagação de ondas sísmicas de compressão e cisalhamento.

Este capítulo destina-se à apresentação destes ensaios, princípios e dados da literatura, bem como as metodologias e equipamentos utilizados nesta tese e os resultados obtidos. O capítulo é finalizado com duas seções onde são apresentadas as correlações obtidas nos diferentes ensaios e as envoltórias de ruptura definidas para as diferentes rochas estudadas nesta tese.



## 4.1 Amostragem realizada

Com a finalidade de estudar o comportamento mecânico e também realizar uma caracterização das diferentes litologias verificadas no túnel de adução da UHE Castro Alves foram realizados dois tipos de amostragem: (i) utilizando blocos provenientes dos processos de escavação e (ii) através de utilização de sonda rotativa, retirando amostras das paredes do túnel já executado.

O primeiro tipo de amostragem foi adotado porque, inicialmente, não havia recursos para retirada de amostras das paredes do túnel, sendo esta a única forma viável de obtenção de amostras até então e, também, porque era possível obter um grande número de amostras a custo reduzido.

Durante a fase de acompanhamento da obra foi mobilizada uma empresa de sondagem para execução de furos no eixo do barramento para instalação de instrumentos e então foi viabilizada junto à construtora da usina a amostragem das rochas dentro do túnel já executado.

Serão apresentados nos itens abaixo as duas amostragens realizadas e os produtos de tais serviços.

### 4.1.1 Amostragem de blocos provenientes dos processos de escavação

Durante o acompanhamento da obra foram coletados blocos provenientes dos processos de escavação. Estes blocos eram coletados no interior do túnel, durante os trabalhos de remoção dos blocos instáveis após a limpeza do túnel (bate-choco) ou durante a descarga dos caminhões que realizavam a limpeza dos túneis nas áreas de bota-fora.

Foram coletados blocos de formatos irregulares mas com volumes da ordem de  $\sim 0,20\text{m}^3$  selecionados visualmente de forma a obter amostras com o mínimo dano aparente (fissuras, etc).

Estes blocos eram transportados até o laboratório de concreto da obra onde era realizada a amostragem de testemunhos com 50mm de diâmetro. Os testemunhos eram cortados com um extrator da marca Hilti, modelo DD – 160 E. A Figura 4-1 apresenta o procedimento de corte

em laboratório e a Figura 4-2 apresenta os blocos de onde foram extraídos os testemunhos. Durante a coleta dos blocos eram também amostrados fragmentos de rocha para execução de ensaios de compressão puntiforme, realizados em campo.



Figura 4-1: amostragem de testemunhos de blocos provenientes da escavação.



Figura 4-2: blocos após a extração das amostras.

Os blocos eram numerados e identificados quanto ao tipo de rocha e local de amostragem. Após o corte das amostras estas eram etiquetadas e acondicionadas em caixas de sondagem para serem transportadas ao laboratório em Porto Alegre. A Tabela 4-1 apresenta a identificação dos blocos amostrados na obra.

Com os testemunhos obtidos deste procedimento foram confeccionados 146 corpos de prova com altura superior a duas vezes o diâmetro (100mm) para realização de ensaios de

compressão simples e triaxiais e 150 corpos de prova, com altura de aproximadamente 25mm para realização de ensaios de tração indireta.

Tabela 4-1: identificação dos blocos coletados em campo.

<b>bloco</b>	<b>material</b>	<b>caixa</b>	<b>posição</b>	<b>Data de coleta</b>	<b>Progressiva</b>	<b>data da moldagem</b>
1	BP	1	1	26/04/07	3540.8	07/06/07
2	BD	1	2.3.4	26/04/07	3540.8	14/06/07
3	BP	1	4.5.6.7.8	26/04/07	3540.8	14/06/07
4	BV	1	1	26/04/07	3540.8	14/06/07
1	BP	1	8	26/04/07	3540.8	28/06/2007
5	BVA	2	1	26/04/07	3540.8	28/06/2007
6	BVA	2	1.2	26/04/07	3540.8	28/06/2007
7	BVA	2	2.3.4	26/04/07	3540.8	28/06/2007
8	BD	3	2,3,4	18/05/2007	60	05/07/2007
9	BD	3	1.2	18/05/2007	60	05/07/2007
10	BV	3	5,6,7	18/05/2007	60	05/07/2007
11	BV	3 e 4	8 e 1,2,3	18/05/2007	60	17/07/2007
12	BV	3	4.5	18/05/2007	60	05/07/2007
13	BVA	2 E 3	4,5,6,7,8 E 1	25/05/2007	3749.8	04/07/2007
14	BP	4	5.6	25/05/2007	3749.8	17/07/2007
15	BP	4	3,4,5	25/05/2007	3749.8	17/07/2007
16	BP	4 e 5	6,7,8 e 1	25/05/2007	3749.8	19/07/2007
17	BP	5	2	25/05/2007	3749.8	20/07/2007
22	BP	6	6.7	26/05/2007	3775	10/08/2007
23	BP			26/05/2007	3775	
24	BVA	6	1,2,3	26/05/2007	3775	10/08/2007
25	BP	6	8	26/05/2007	3775	10/08/2007
26	BP	6	7	26/05/2007	3775	10/08/2007
27	BP			26/05/2007	3775	
28	BVA	6	3,4,5,6	26/05/2007	3775	10/08/2007
29	BD	5	2.3	26/05/2007	3775	20/07/2007
30	BD	5	3,4,5	01/05/2007	3968	20/07/2007
31	BVA	5	5,6,7	01/05/2007	3968	20/07/2007
32	BD	5	7.8	01/05/2007	3968	20/07/2007
33	BVA			01/05/2007	3968	

## 4.2 Amostragem com sonda rotativa

Foram realizados três furos com sonda rotativa diâmetro NX (amostra com diâmetro 54mm) das paredes dos túneis. Cada furo foi executado com 10m de comprimento e a localização dos mesmos foi escolhida com base no mapeamento geológico e nas verificações de campo durante o acompanhamento das obras.

As amostragens foram realizadas nos seguintes locais:

- Progressiva 3.450, na parede esquerda, furo horizontal, a uma altura de 1,5m (BVA);
- Progressiva 3.545, na parede esquerda, a 5m de altura, furo inclinado 45 graus para cima (Brecha);
- Progressiva 3.570 na parede esquerda, furo horizontal, a uma altura de 1,5m de altura (BD).

As amostras foram acondicionadas em caixas de sondagem e foram preparadas para os ensaios assim como as amostras provenientes dos blocos. As Figura 4-3, Figura 4-4 e Figura 4-5 apresentam um croqui das amostras retiradas bem como o cálculo da recuperação e do RQD calculado (RQD calculado para amostragem com sonda rotativa como aproximação, uma vez que o RQD deve ser calculado para sondagens com barrilete duplo). As escalas foram modificadas para que as amostras fossem melhor visualizadas, sendo a largura do furo aumentada em 4 vezes em relação ao comprimento, tanto no croquis como nas fotografias das amostras.

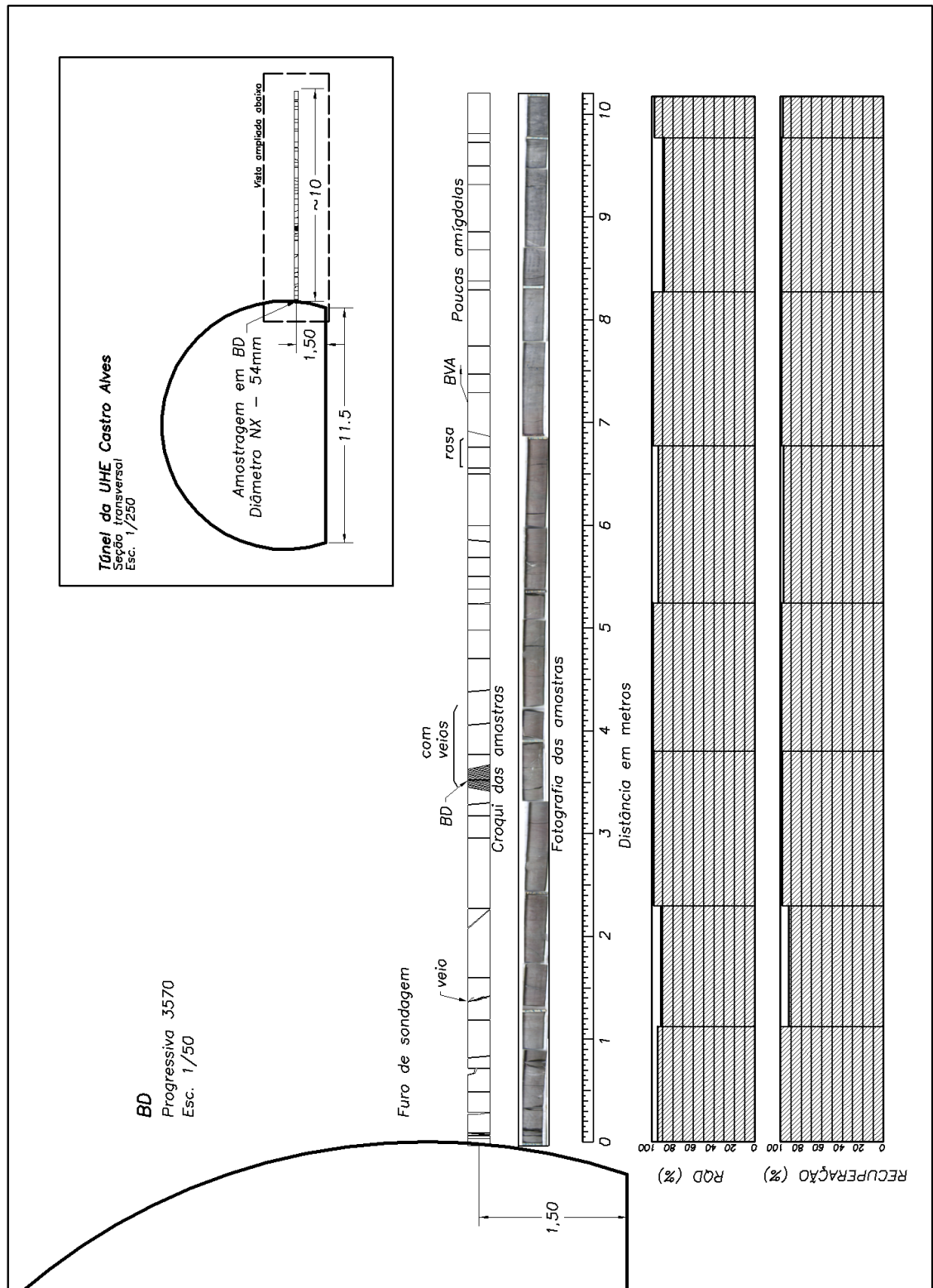


Figura 4-3: amostragem realizada em Basalto Denso.

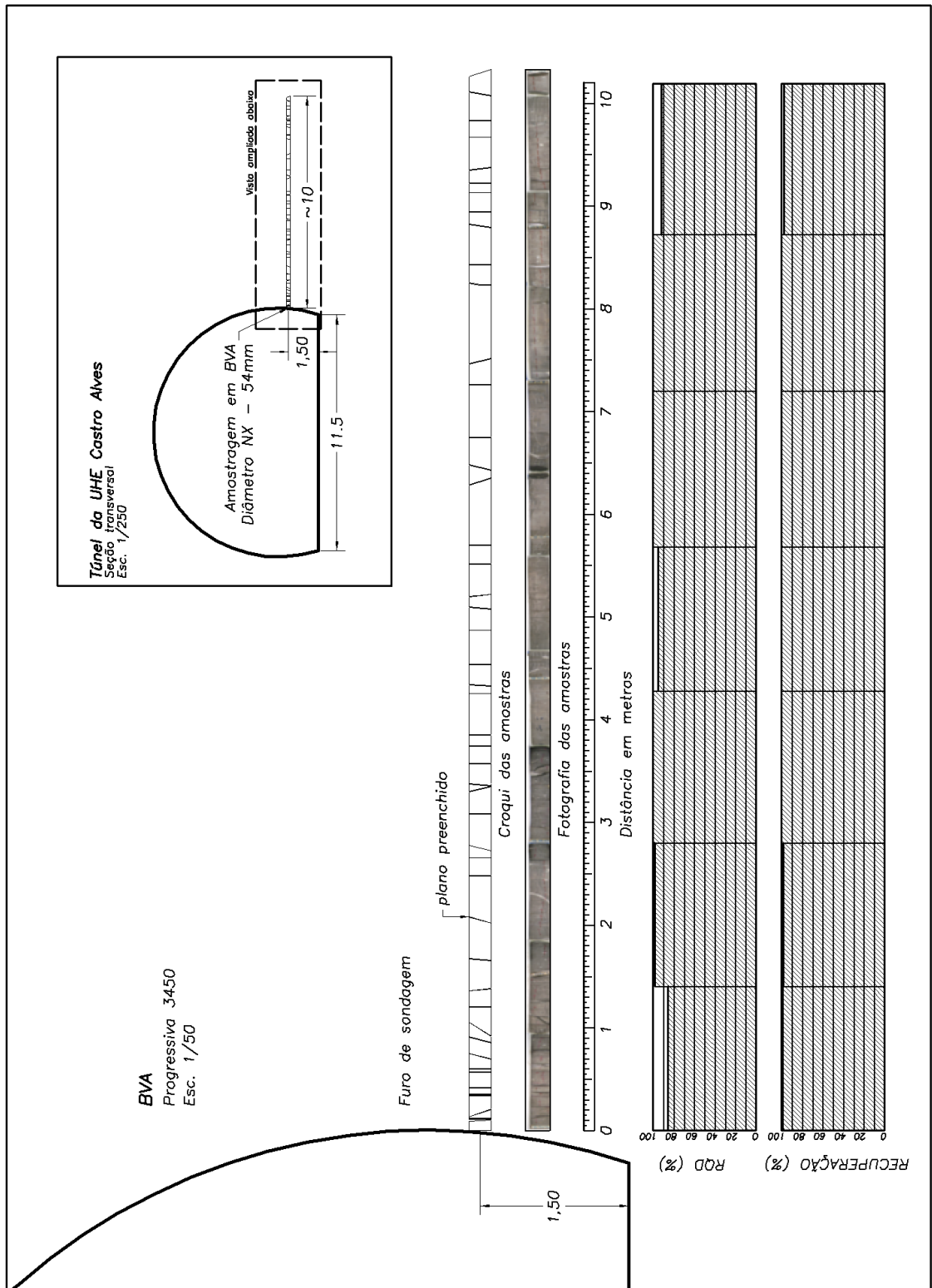


Figura 4-4: amostragem realizada em Basalto Vesículo Amigdaloidal.

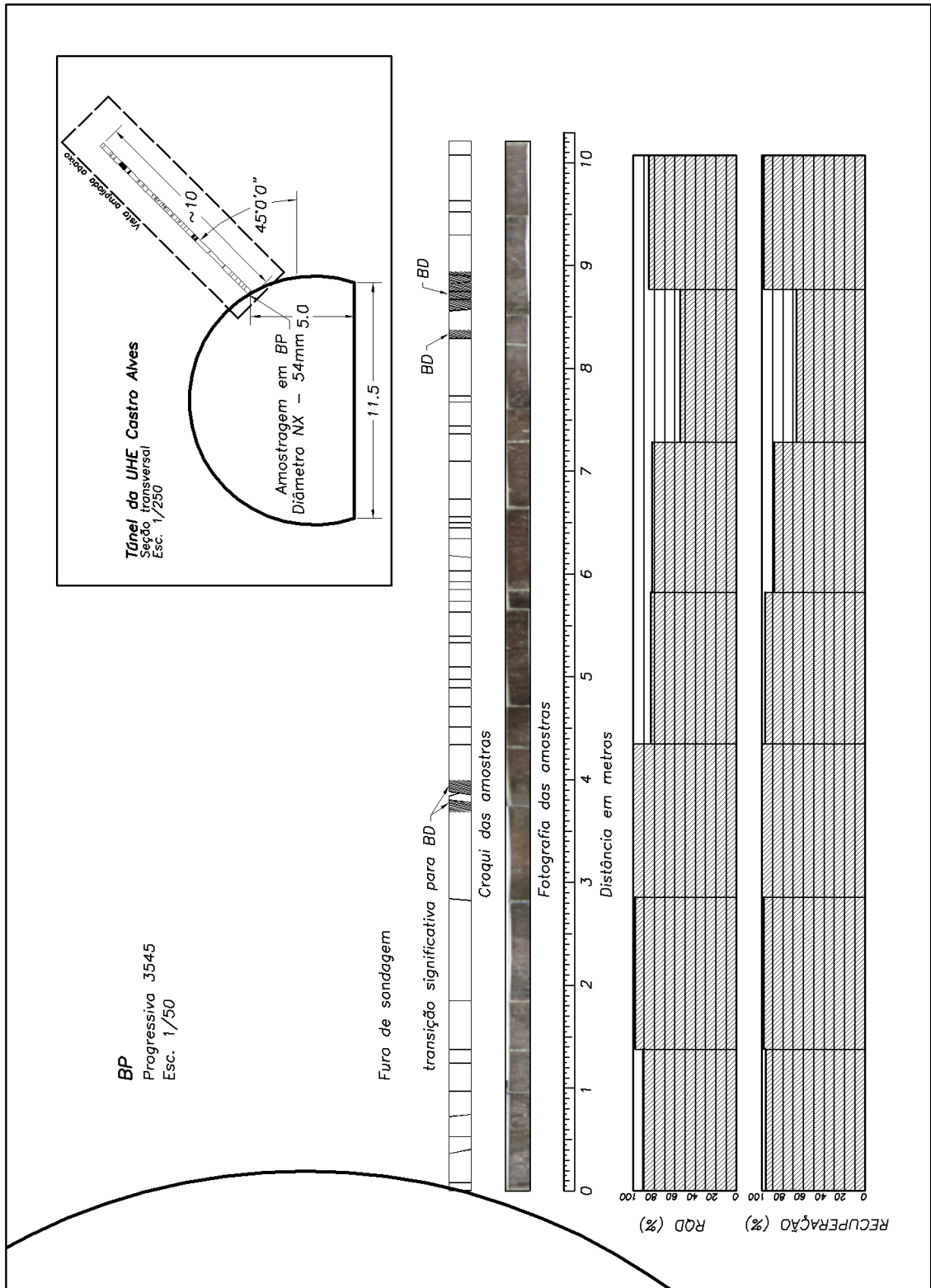


Figura 4-5: amostragem realizada em Brecha Preta.

### 4.3 Ensaio de carga puntiforme (PLT)

#### 4.3.1 Princípios e revisão de literatura

O ensaio de carga puntiforme, ou *point load test* – *PLT*, consiste em um ensaio simples e rápido para estimativa da resistência à compressão simples da rocha. O ensaio consiste em carregar um cilindro de rocha ao longo de seu diâmetro através de duas pontas cônicas de aço duro e medir a carga referente à ruptura da amostra. Com a carga de ruptura ( $P$ ) e o diâmetro da amostra ( $D$ ) calcula-se o índice de compressão puntiforme ( $I_s$ ) dado pela expressão apresentada abaixo (eq. 4.1). Este índice é correlacionado com a resistência à compressão simples da rocha.

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (4.1)$$

Bieniawski (1975) estudou o efeito da forma (diametral, axial ou irregular) e do tamanho de amostras para execução dos ensaios, e sua relação com a resistência à compressão simples. Segundo aquele autor o efeito de tamanho é muito mais importante nos ensaios de carga puntiforme do que nos ensaios de compressão simples, porque, nos ensaios de carga puntiforme, como a ruptura se dá por uma mobilização de tração, o aumento do número de microfissuras tem um efeito maior do que no ensaio de compressão simples, onde estas microfissuras são parcialmente fechadas. Dos ábacos apresentados pelo autor, extrai-se a seguinte correlação entre a resistência à compressão simples e o índice de compressão puntiforme (eq. 4.2 - diâmetro da amostra em milímetros).

$$\sigma_c = (14 + 0,175D)I_s \quad (4.2)$$

Aquele autor ainda ressalta que o ensaio diametral é o mais indicado, sendo que as amostras de forma irregular apresentam a maior dispersão nos resultados verificados (desvio padrão de 25% para amostras irregulares e de 15% para o ensaio diametral). Entretanto, os valores de  $I_s$  obtidos possuem a mesma ordem de grandeza. Neste mesmo trabalho, a sugestão é que o ensaio de carga puntiforme fosse utilizado na classificação das rochas, realizado juntamente



com as sondagens, a fim de quantificar a resistência da rocha em substituição à indicação subjetiva de rocha dura e mole.

O emprego do ensaio de carga puntiforme não obteve toda a disseminação que deveria conforme sugerido por Bieniawski (1975), entretanto sua aplicabilidade e utilidade é amplamente aceita. Arnold (1993) e também Nuñez (1997) empregaram o ensaio de carga puntiforme para classificação de basaltos alterados para uso em pavimentos no Rio Grande do Sul, sendo o índice de compressão puntiforme um parâmetro de entrada para os métodos de dimensionamento de pavimentos sugeridos por esses autores.

Não existe norma brasileira para execução do ensaio de carga puntiforme. A norma americana ASTM D 5731 – *Determination of the point load strength index in rock* regula a execução destes ensaios e indica que os corpos de prova não precisam necessariamente ser cilíndricos, o que facilita a utilização deste teste em obra, como estimativa de resistência. Em corpos de prova não cilíndricos, atendendo a algumas restrições de dimensões, é calculado um diâmetro equivalente  $D_e$  que será utilizado no cálculo de  $I_s$ . As formas de corpos de prova que podem ser utilizados segundo essa norma e o cálculo de  $D_e$  são dados na Figura 4-6.

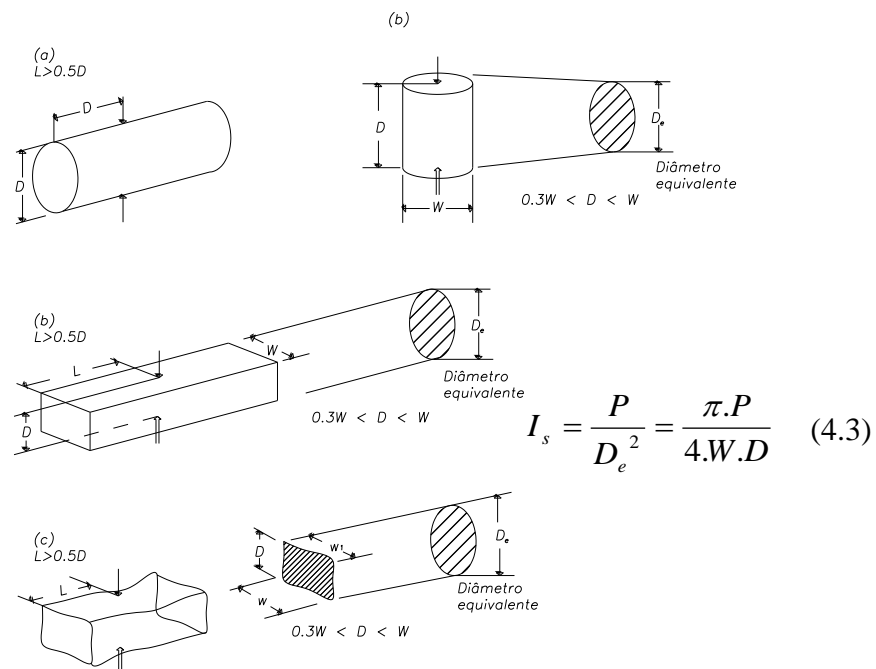


Figura 4-6: formatos dos corpos de prova para execução dos ensaios de carga puntiforme.

O índice de compressão puntiforme utilizado como valor de referência do material é aquele referente a uma amostra com 50mm de diâmetro, que é denominado  $I_{s50}$ . Segundo a ASTM D 5731, a determinação do  $I_{s50}$  a partir de pontos obtidos em ensaios com amostras de diferentes tamanhos é realizada através do ajuste de uma reta na escala log x log no gráfico  $P$  versus  $D_e^2$ . O valor de  $P$  referente ao valor de  $D_e^2$  igual a 2.500 ( $50^2$ ) é utilizado no cálculo do  $I_{s50}$ . Para a norma ASTM D 5731 a correlação entre o índice de compressão puntiforme e a resistência à compressão simples é dada pela equação.

$$\sigma_c = 23I_{s50} \quad (4.4)$$

O procedimento alternativo, segundo Brooks (1985), consiste na utilização de um fator de correção para o tamanho da amostra, que consiste no fator “f”.

$$f = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0,45} = \left(\frac{D_e^2}{2500}\right)^{0,225} \quad (4.5)$$

Ficando o cálculo do índice de compressão puntiforme igual a:

$$I_{s50} = f \cdot \frac{P}{D_e^2} = f \cdot \frac{\pi \cdot P}{4 \cdot W \cdot D} \quad (4.6)$$

### 4.3.2 Aplicação à pesquisa, materiais e métodos

Foram realizados 520 ensaios PLT durante esta tese de doutorado, sendo 446 em campo e 74 em laboratório. O objetivo destes ensaios era o de auxiliar na caracterização das rochas em campo e determinar os índices de compressão puntiforme para os diferentes tipos de rocha visando posterior correlação com demais parâmetros. Desta forma, os ensaios foram realizados em grande quantidade com pedaços de rocha coletados na frente de escavação, de formato irregular e, posteriormente um número de ensaios foi realizado com amostras cilíndricas cortadas em laboratório.

Além dos objetivos apresentados acima, durante o andamento da pesquisa se verificaram os seguintes aspectos:

i) Método de determinação da área para estimar  $D_e$ :

$D_e$  é o diâmetro equivalente da amostra, utilizado para o cálculo de  $I_s$ . A norma ASTM utiliza em amostras irregulares as expressões apresentadas na Figura 4-6. Com a finalidade de redução da dispersão dos resultados foi adotado um procedimento em que se media a área da seção do corpo de prova onde ocorreu a ruptura da seguinte forma: ao final do ensaio a seção do corpo de prova por onde ocorreu a ruptura era desenhada em papel, este desenho era digitalizado e, após ajuste de escala, o desenho feito a mão era vetorizado e a área medida diretamente utilizando programa CAD. A partir desta área o valor de  $D_e^2$  era calculado multiplicando-se a área medida por 4 e dividindo-se por  $\pi$ .

ii) Método para determinação do  $I_{s50}$ :

os valores de  $I_{s50}$ : basicamente foram calculados segundo os métodos propostos pela ASTM e por Brook (1985). Para cada um destes métodos foram utilizados os valores de  $D_e$  calculados pelas expressões propostas pela ASTM e também pelo método supracitado de áreas medidas.

iii) Estudo da dispersão comparativa entre ensaios realizados com amostras cilíndricas (cortadas em laboratório) e amostras irregulares (da forma como coletadas em campo);

iv) Estudo da variação do  $I_s$  em função da condição de saturação dos corpos de prova;

v) Obtenção de valores para uma correlação com a resistência à compressão simples.

Para execução dos ensaios PLT foi utilizado um equipamento portátil, da marca Wille Geotechnik, com as seguintes características técnicas: pistão hidráulico com capacidade máxima de aplicação de força de 101,7kN, bomba manual com capacidade de aplicação de pressão de até 700bar, manômetro para leitura com capacidade de até 700bar e precisão de 0,6bar (o manômetro possuía marcação de leitura diretamente em kN, com intervalos de leitura de 2kN). A Figura 4-7 apresenta duas fotografias do equipamento utilizado; na primeira fotografia é apresentado um ensaio realizado no canteiro de obra, com corpo de

prova irregular e na segunda fotografia um ensaio realizado em laboratório, com corpo de prova cilíndrico.



Figura 4-7: equipamento para execução dos ensaios de carga puntiforme (a) corpo de prova irregular e (b) corpo de prova cilíndrico.

### 4.3.3 Resultados obtidos

Conforme apresentado anteriormente, diferentes métodos de cálculo foram empregados no cálculo do valor de  $I_{s50}$ . Desta forma, primeiramente serão apresentados os resultados dos ensaios realizados com as amostras irregulares coletadas em campo. A análise dos resultados desta fase possibilitaram concluir sobre os diferentes métodos de cálculo do  $I_{s50}$  e a forma de determinação do  $D_e$ .

Para apresentação dos resultados foi escolhida a forma de gráfico *box-whisker* que possibilita uma fácil visualização da dispersão dos resultados. Nas Figura 4-8, Figura 4-9, Figura 4-10 e Figura 4-11 são apresentados, para cada tipo de rocha, os resultados obtidos para  $I_{s50}$  com o método gráfico da ASTM e com o método de Brooks (1985), sendo que cada um destes foi calculado com as duas formas de determinação de  $D_e$ , ou seja,  $D_e$  calculado conforme a Figura 4-6 e  $D_e$  obtido através da área medida. Os resultados obtidos com o método gráfico da ASTM são apresentados no gráfico como um valor único e não um conjunto de dados, a análise da dispersão neste método poderia ser verificada ao se comparar os valores de  $r^2$  da reta de ajuste; entretanto a comparação das dispersões será apresentada em função da variação dos resultados conforme o método de Brook.

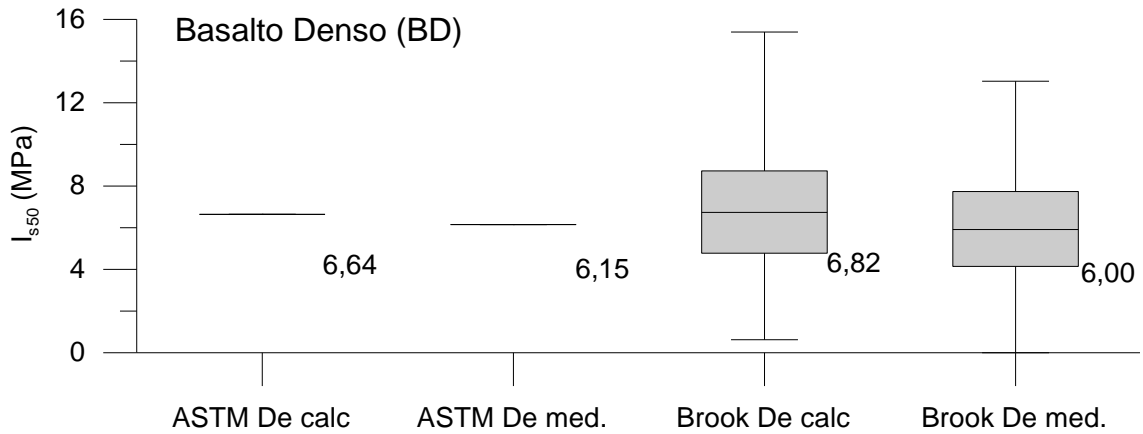


Figura 4-8:  $I_{s50}$  para Basalto Denso (BD) calculado com método gráfico (ASTM) e pelo método de Brook (1985), ambos calculados com  $D_e$  calculados pelas expressões da ASTM e com  $D_e$  calculado a partir de área medida.

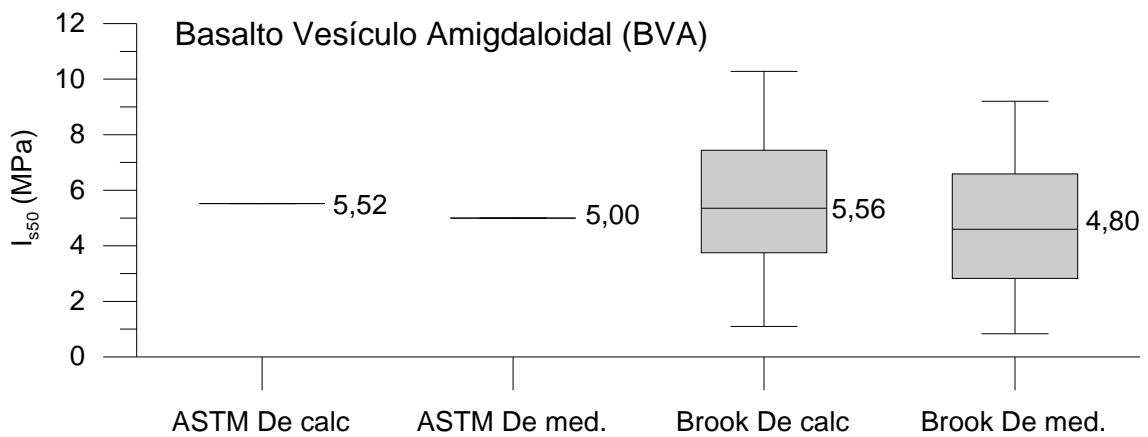


Figura 4-9:  $I_{s50}$  para Basalto Vesículo Amigdaloidal (BVA) calculado com método gráfico (ASTM) e pelo método de Brook (1985), ambos calculados com  $D_e$  calculados pelas expressões da ASTM e com  $D_e$  calculado a partir de área medida.

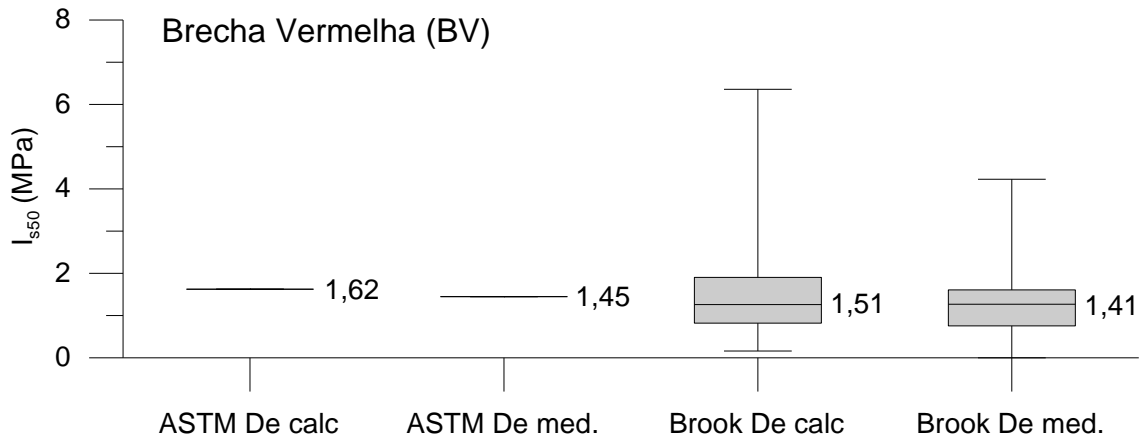


Figura 4-10:  $I_{s50}$  para Brecha Vermelha (BV) calculado com método gráfico (ASTM) e pelo método de Brook (1985), ambos calculados com  $D_e$  calculados pelas expressões da ASTM e com  $D_e$  calculado a partir de área medida.

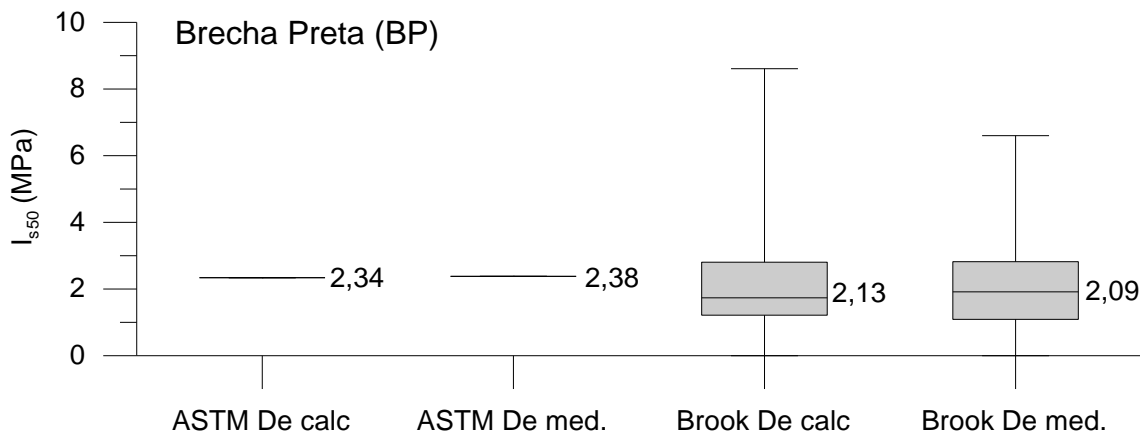


Figura 4-11:  $I_{s50}$  para Brecha Preta (BP) calculado com método gráfico (ASTM) e pelo método de Brook (1985), ambos calculados com  $D_e$  calculados pelas expressões da ASTM e com  $D_e$  calculado a partir de área medida.

Da análise dos resultados apresentados pode-se perceber que a comparação entre diferentes métodos, tanto de medida de áreas como de cálculo, levam a valores médios bastante semelhantes. De uma forma geral o cálculo de  $D_e$  a partir da medição direta da área leva a uma pequena redução da dispersão dos resultados, o que pode ser verificado pelo tamanho inferior das caixas referentes a estes dados.

Os ensaios em laboratório foram realizados com corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 51mm, resultantes do processo de amostragem em blocos de rocha e de corte das faces com serra diamantada.

Estes ensaios de laboratório foram realizados com duas finalidades: (i) verificar a magnitude da redução de variabilidade nos resultados e (ii) verificar a influência da condição de saturação das amostras.

A verificação da variação da variabilidade dos resultados pode ser obtida diretamente da Figura 4-12 abaixo onde são comparados os ensaios de campo, com corpos de prova irregulares, com os ensaios de laboratório, com corpos de prova cilíndricos obtidos dos blocos amostrados.

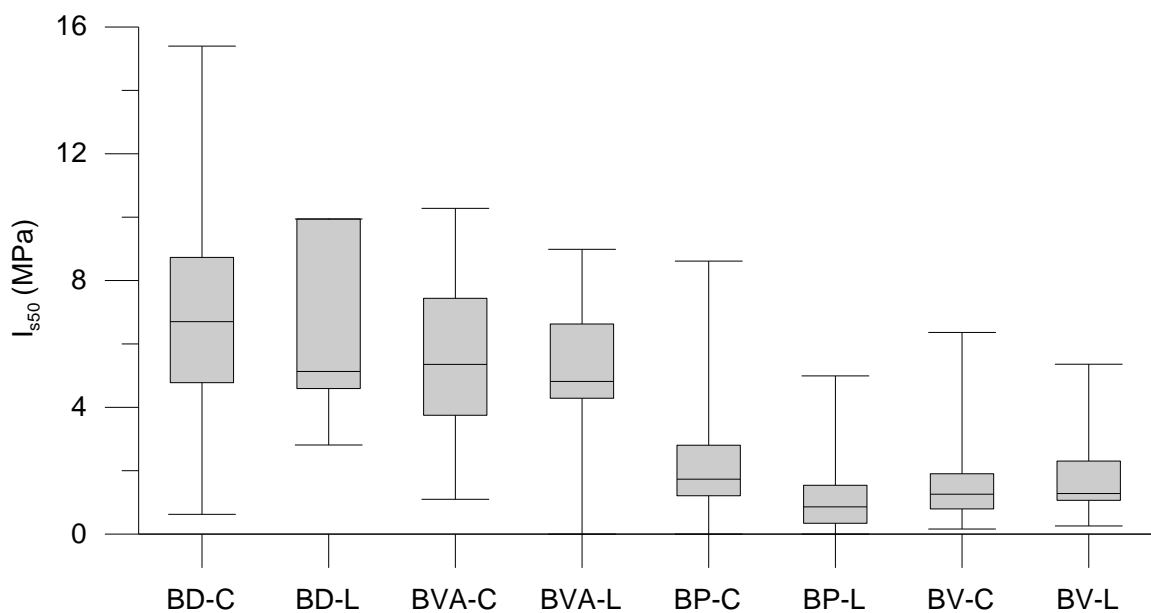


Figura 4-12: Comparação entre ensaios com corpos de prova com formas irregulares (campo - C) e cilíndricos (laboratório - L).

Verifica-se de fato uma redução da dispersão dos resultados obtidos em laboratório para o BVA e BP, conforme esperado e reportado na literatura; entretanto em alguns casos esta redução não foi significativa.

Para verificação da influência da saturação, os corpos de prova cilíndricos de laboratório foram separados em dois conjuntos por tipo de rocha. Um conjunto foi submerso durante 48h antes da realização do ensaio enquanto que outro conjunto foi seco em estufa a 100°C durante 24h antes da realização dos ensaios. Os teores de umidade médios medido nos corpos de prova submersos foram os seguintes: BD – 2,6%, BVA – 3,13%, BP – 8,6% e BV – 10%.

Na Figura 4-13 são apresentados os resultados obtidos. O número de corpos de prova de BD utilizados nesta comparação foi reduzido (apenas 5, 3 secos e 2 úmidos), o que limita a análise dos resultados para esta rocha; entretanto esta rocha é a de menor porosidade e com menor influência esperada para a diferença na condição de saturação. Para os outros tipos de rocha foram utilizadas cerca de 20 amostras por tipo. Verifica-se uma ligeira redução do valor de  $I_{s50}$  nos ensaios realizados com corpos de prova que foram submetidos à submersão por 48h, sendo mais acentuada para as brechas, logo, para os tipos de rocha com maior aumento na umidade quando submetidos à submersão.

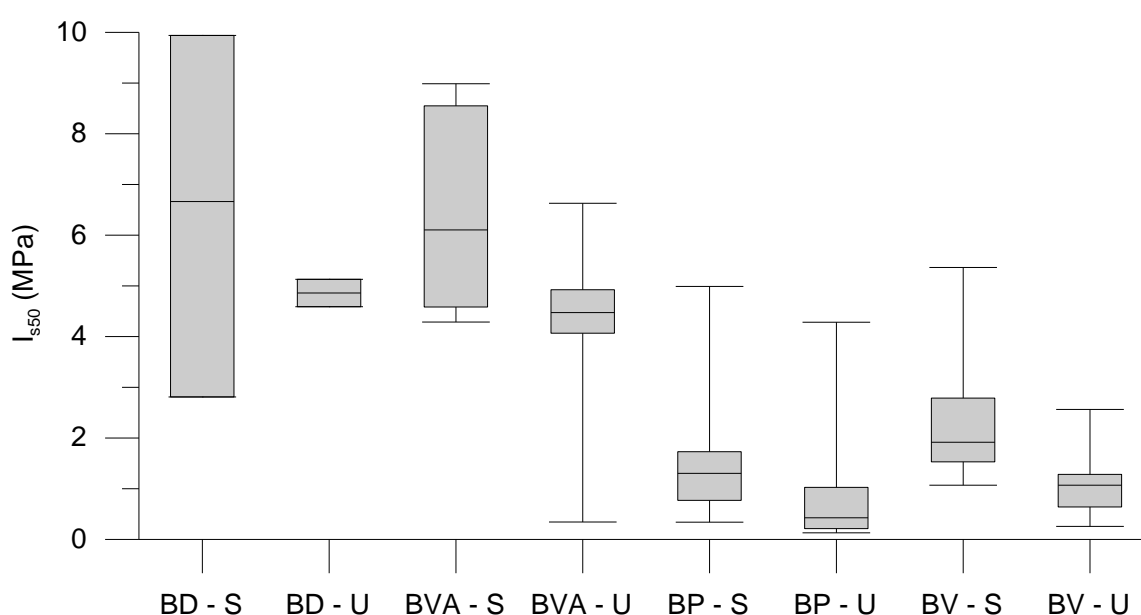


Figura 4-13: comparação entre ensaios realizados em corpos de prova cilíndricos secos em estufa e após submersão de 48h.

#### 4.3.4 Comentários sobre os ensaios PLT

Em relação aos métodos empregados na medição de  $D_e$ , verificou-se uma redução na dispersão dos resultados quando a área é medida diretamente para determinação de  $D_e$ , ao invés de estimada conforme sugerido pela ASTM; entretanto esta redução é pequena e o valor médio obtido pelos diferentes métodos é muito próximo. Desta forma, não é justificado o



grande trabalho adicional necessário para a medição da área, sendo a estimativa proposta pela ASTM uma medida perfeitamente aceitável.

Quanto aos diferentes métodos de cálculo de  $I_{s50}$  foi verificado que os mesmos levam a resultados bastante semelhantes. Desta forma é preferível o método de Brook (1985) dada sua maior simplicidade de aplicação.

Em relação ao formato do corpo de prova existe uma concordância geral entre os autores pesquisados de que os ensaios realizados em amostras cilíndricas carregadas diametralmente possuem uma menor dispersão nos resultados, fato que foi comprovado nesta pesquisa. Entretanto a utilização de corpos de prova irregulares garante uma maior praticidade na realização dos ensaios em amostras coletadas de outra forma que não pela execução de sondagens, e, resulta em valores médios bastante próximos. Desta forma, durante a escavação de túneis, a coleta de fragmentos na frente de serviço para realização dos ensaios consiste em uma metodologia válida e justificável na determinação do  $I_{s50}$ .

Quanto à variação da umidade foram verificados valores inferiores de  $I_{s50}$  em amostras submersas em relação a amostras secas em estufa, sendo que os valores de  $I_{s50}$  obtidos em todos os demais ensaios situam-se entre estes valores, cujo intervalo é pequeno. Nos ensaios realizados em campo foi realizada a determinação do teor de umidade dos corpos de prova após o ensaio; entretanto nenhuma correlação foi obtida entre os diferentes valores de  $I_s$  e o teor de umidade. Logo, conclui-se que a condição de saturação das amostras possui uma influência, mesmo que pequena, nos valores de  $I_{s50}$  medidos. Conforme apresentado no Capítulo 3, pode ser aplicado o princípio das tensões efetivas mesmo para rochas com baixíssima condutividade hidráulica, de onde se conclui que os excessos de poro pressão na fase de ruptura podem ter grande influência nos resultados de ensaios em rocha, entretanto, sem dados mais apurados sobre a saturação ou não das amostras e com base apenas nos resultados de ensaios PLT, não é possível uma avaliação mais detalhada neste sentido.

## 4.4 Ensaio de compressão simples – RCS

### 4.4.1 Princípios e revisão da literatura

O ensaio de compressão simples, onde um cilindro ou prisma de rocha é comprimido paralelamente ao seu eixo, consiste em um dos mais simples e antigos ensaios para determinação de propriedades mecânicas das rochas e é amplamente utilizado. Por este motivo consiste na propriedade mais comumente determinada em problemas de mecânica das rochas.

No passado os ensaios eram executados em cilindros com altura igual ao diâmetro ou em cubos. O comportamento de corpos de prova com altura inferior ao diâmetro é fortemente afetado pelo contato das placas de aplicação de carga com o corpo de prova. Concentrações de tensões podem ser causadas por irregularidades nas faces dos corpos de prova ou na placa de aplicação de carga, bem como pela flexão da placa. Entretanto, mesmo que o corpo de prova e a placa sejam perfeitamente planos e paralelos, a rigidez da placa restringe a expansão lateral nas extremidades dos corpos de prova. O método de maior eficiência para garantir uma distribuição de tensões mais homogêneas no corpo de prova consiste na confecção de corpos de prova moldados com a geratriz externa curva a fim evitar as concentrações de tensões (Figura 4-14 a). Entretanto estes corpos de prova são onerosos e de difícil confecção o que torna sua utilização bastante restrita. A utilização da relação  $L/D$  (comprimento/diâmetro) entre 2 e 3 e a substituição da placa de aplicação de carga por cabeçotes de mesmo diâmetro das amostras (Figura 4-14 b) reduzem expressivamente os problemas de extremidade e são recomendados para execução destes ensaios (Jaeger e Cook, 1976).

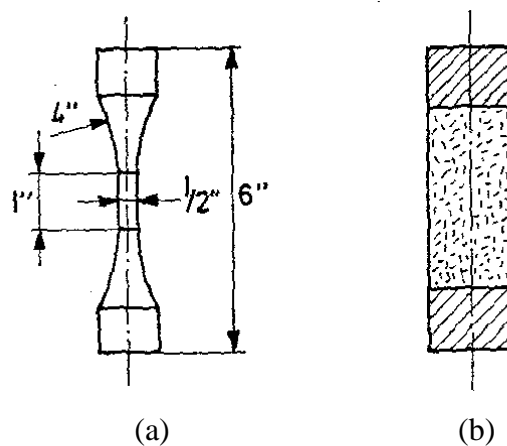


Figura 4-14: (a) corpo de prova torneado e (b) cabeçotes com mesmo diâmetro do corpo de prova (modificado de Jaeger e Cook, 1976).

A norma brasileira que aborda o ensaio de compressão simples é a NBR 12.767/92 “Rochas para revestimento – Determinação da resistência à compressão uniaxial”, entretanto a mesma não aborda os tópicos acima mencionados e não foi utilizada como base de procedimentos nos ensaios desta tese.

Tanto a norma americana ASTM D 2938 – 95 *Unconfined compressive strength of intact rock core specimens* como as publicações da ISRM *International society for rock mechanics – suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials* (1979) sugerem procedimentos que atendem basicamente às indicações apresentadas acima. Ambas as normas exigem que as faces do corpo de prova sejam paralelas com uma tolerância da ordem de 0,02mm (ASTM D 4543 *Practice for preparing rock core specimens and determining dimensional and shape tolerances*), o que consiste na maior dificuldade experimental para execução dos ensaios. Hoek e Brown (1980) sugerem que seja utilizado um disco diamantado em um torno mecânico, girando os corpos de prova a 20RPM em um sentido e o disco a cerca de 3000RPM no sentido oposto a fim de promover esta retificação. A utilização de um dos cabeçotes rotulados minimiza o efeito dos lados não serem absolutamente paralelos.

A resistência à compressão simples é calculada dividindo-se a carga máxima na ruptura pela área da seção transversal original (antes do ensaio) do corpo de prova.

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (4.7)$$

Se durante o ensaio forem medidas as deformações axiais ( $\varepsilon_a$ ) e radiais ( $\varepsilon_d$ ) podem ser calculados os valores do módulo de Young ( $E$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). A determinação das propriedades elásticas deve ser realizada para o intervalo linear das curvas tensão *versus* deformação, e tais parâmetros utilizados para estes intervalos.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon_a} \quad (4.8)$$

$$\nu = \frac{-\Delta\varepsilon_d}{\Delta\varepsilon_a} \quad (4.9)$$

A resistência à compressão simples de determinada rocha é uma propriedade amplamente difundida e utilizada para comparações entre diferentes tipos de materiais na mecânica das rochas, além de utilizada em diversas fórmulas de projeto e estimativas de comportamento dos materiais e maciços e, também, como balizador para determinação de procedimentos de escavação. Entretanto, a mesma corresponde a apenas um ponto da envoltória de ruptura.

#### 4.4.2 Aplicação a pesquisa, materiais e métodos

Foram realizados 53 ensaios de compressão simples nesta tese de doutorado. Os ensaios foram realizados com o objetivo de determinação da resistência à compressão simples (RCS) dos diferentes materiais estudados, além da determinação das propriedades elásticas do material, nomeadamente o módulo de elasticidade de Young ( $E$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

Para minoração dos efeitos de extremidade dois cuidados foram tomados: o primeiro foi com a preparação das amostras a fim de promover a retificação das faces e o segundo foi com a confecção de pistões de carga rotulados e com o mesmo diâmetro das amostras.

Os corpos de prova foram cortados utilizando equipamento específico do laboratório de mecânica de rochas da UFRGS (LMR), o mesmo é composto por serra diamantada e garras em que a amostra é posicionada e então o corte é realizado perpendicularmente ao eixo do corpo de prova. O sistema é refrigerado a água.

Para evitar danos nos bordos dos corpos de prova durante o corte foram utilizados tubos de PVC fixados com braçadeira metálica no corpo de prova. O tubo era cortado juntamente com o corpo de prova. A utilização da braçadeira promovia um confinamento na amostra e evitava pequenas quebras por tração na porção final do corte. Após realizado o corte, o paralelismo das faces era medido através da rotação do corpo de prova sobre uma superfície plana com medida de variação da altura nos bordos utilizando deflectômetro no topo da amostra.

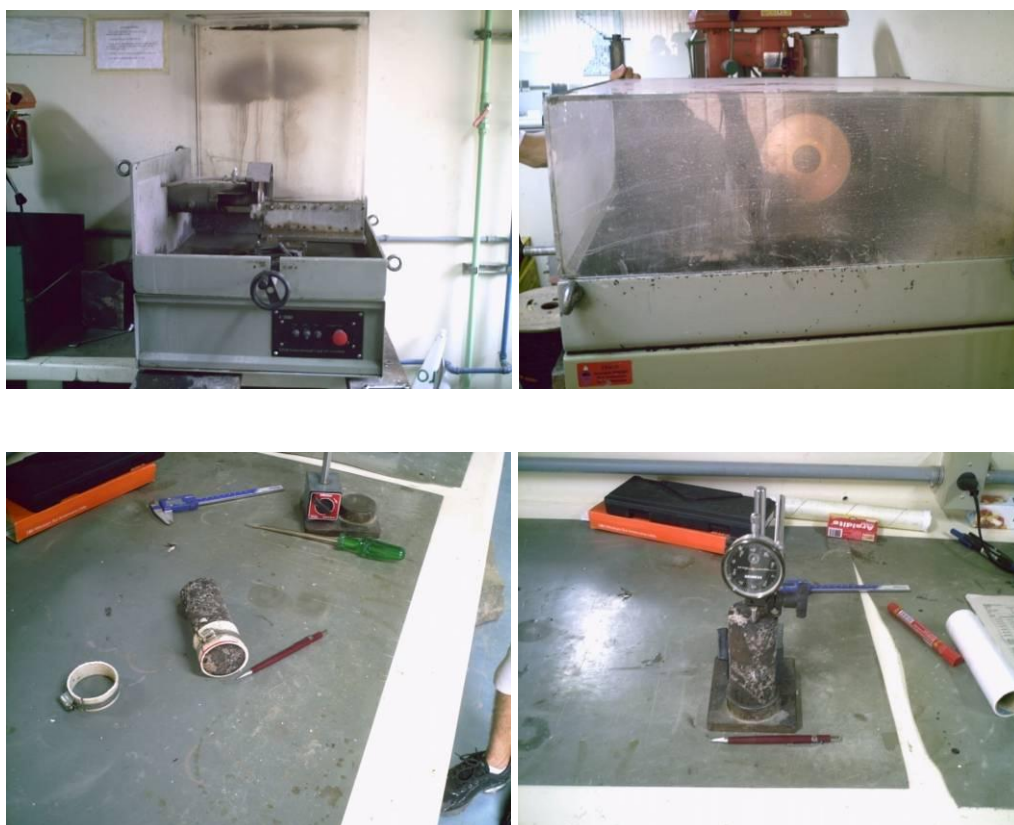


Figura 4-15: corte das amostras, no sentido horário: equipamento utilizado, corte em execução, amostra após o corte (com aparato do tubo de PVC) e medida de paralelismo das faces.

Ao final do procedimento de corte a irregularidade verificada entre as faces era da ordem de 0,45mm, o que não condiz com as recomendações internacionais. Devido a este fato foi adotado um procedimento de retificação dos corpos de prova utilizando um disco de politriz diamantado montado em uma fresa. Este procedimento foi realizado em parceria com uma empresa de tornearia mecânica e resultou em corpos de prova com irregularidade entre faces tipicamente entre 0,05 e 0,10mm. Este valor ainda está acima dos 0,02mm preconizados pelas normas internacionais, entretanto tal valor não foi possível obter com os métodos utilizados.

O procedimento de preparação de amostras foi o mesmo para os ensaios de compressão simples e triaxiais, que serão apresentados também neste capítulo.

Os ensaios de compressão simples foram realizados em uma prensa hidráulica, do Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS, da marca Shimadzu com capacidade para 200 toneladas (2.000kN). Conforme citado no item anterior, com o intuito de reduzir os problemas de influência das extremidades, foi usinado um pistão de carga rotulado com o mesmo diâmetro dos corpos de prova para execução dos ensaios.

Os ensaios foram realizados com controle de carga na fase de determinação das propriedades elásticas, e controle de deslocamento na parte final do ensaio para determinar a carga de ruptura do corpo de prova e o comportamento pós pico, quando possível.

Para determinação das propriedades elásticas das rochas foi utilizada medição local dos deslocamentos axiais e radiais, para isso foi confeccionado um conjunto de sensores de efeito Hall (ver Clayton et al. 1989; Bressani 1990). Os sensores foram confeccionados seguindo o modelo dos sensores utilizados no laboratório de geotecnologia da UFRGS (LAGEOtec) para ensaios triaxiais em solos. Foram utilizados sensores de 2.500 Gauss, alimentados com uma tensão de 10V. A resolução obtida com os sensores e equipamento utilizado para realização das leituras foi de  $10^{-6}$  (deformação específica).

Foram utilizados dois sensores posicionados na vertical para medição dos deslocamentos axiais, sendo as extremidades destes sensores coladas a 1/6 da base e topo do corpo de prova. No centro do corpo de prova era colado o sensor para medição dos deslocamentos radiais.



Figura 4-16: fotografias dos equipamentos de ensaio: topo esquerda, prensa para 200 ton. utilizada, topo direita: pistões de carga e rótula usinadas para os ensaios e centro abaixo: sensores de efeito hall para medição local de deslocamentos.

Além dos sensores locais foi utilizado um LVDT indutivo ligado diretamente na viga da prensa, a fim de se obter uma outra medida de deslocamento axial. Os dados deste instrumento foram denominados de instrumentação externa.

Devido ao fato de alguns corpos de prova apresentarem rupturas bruscas o ensaio foi dividido em duas fases para evitar danos nos sensores locais. Primeiramente o ensaio era realizado até uma carga de aproximadamente 70% da carga de ruptura estimada, sendo então realizada a descarga e retirados os sensores locais. Era então realizada a recarga até a ruptura.

Para o cálculo dos ensaios:

A tensão axial, ou tensão principal maior, nos ensaios de compressão simples foi calculada dividindo-se a força aplicada pela prensa à amostra pela seção transversal inicial da amostra.

$$\sigma_1 = \frac{P(KN)}{A_{inicial}} \quad (4.10)$$

O módulo de deformabilidade, denominado de  $E$  nesta tese, foi calculado para cada incremento de tensão e corresponde ao módulo secante. Ele é calculado dividindo-se a tensão principal maior pela deformação axial específica.

$$E_{sec} = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_a} \quad (4.11)$$

O valor do coeficiente de Poisson  $\nu$ , foi calculado segundo a expressão 4.12. Pelos mesmos motivos apresentados anteriormente, valores pontuais irrealis foram excluídos dos gráficos, para isso o valor de  $\nu$  foi limitado entre 0 e 0,5.

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (4.12)$$

A importância da instrumentação local em ensaios de compressão simples e triaxiais consiste na eliminação dos erros provenientes da instrumentação externa, onde a compressibilidade dos elementos da aplicação de carga comprometem uma acurada determinação dos deslocamentos efetivamente ocorridos no corpo de prova durante o ensaio. Com a finalidade de evidenciar este fato, já amplamente reportado na literatura, é apresentado abaixo (Figura 2-1) o resultado de um ensaio comparando a instrumentação local e a externa.

O gráfico apresenta duas curvas de tensão *versus* deformação de um mesmo ensaio, realizado no corpo de prova número 41 amostrado em um bloco de basalto denso. A linha cheia representa a curva onde as deformações foram calculadas a partir dos deslocamentos medidos na instrumentação local enquanto que a curva tracejada representa os valores de deformação calculados com base nos deslocamentos medidos com o LVDT.



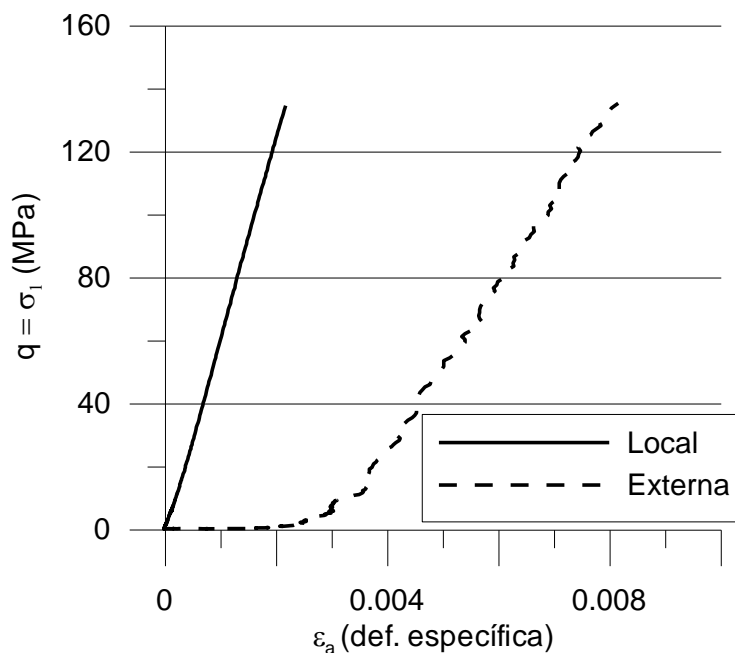


Figura 4-17: Curva tensão versus deformação do ensaio de compressão simples do CP 41, amostrado de bloco de basalto denso.

O trecho horizontal apresentado na curva tracejada se refere ao início do ensaio quando havia uma pequena distância entre o cabeçote e o corpo de prova, logo é um trecho que poderia simplesmente ser retirado da curva. O que deseja-se chamar a atenção nas curvas apresentadas acima é a diferença na declividade das mesmas, ou seja, no módulo de deformabilidade. O módulo obtido pela curva da instrumentação local é igual a 41,5 GPa, contra 24,1 GPa obtido com a curva da instrumentação externa, uma diferença de 42%.

#### 4.4.3 Resultados obtidos

Foram realizados 53 ensaios de compressão simples, sendo 37 realizados em amostras retiradas dos blocos e 16 realizados em amostras retiradas com sonda rotativa.

São apresentadas curvas de variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial. O valor de módulo apresentado nos resultados dos ensaios corresponde ao módulo à deformação específica axial de 0,001 no trecho linear antes da ruptura.

São apresentadas curvas de variação do coeficiente de Poisson com a deformação axial, mas o valor apresentado nos dados do corpo de prova refere-se ao valor deste coeficiente obtido à deformação específica axial de 0,001 no trecho linear antes da ruptura.

Todos os resultados dos ensaios são apresentados no Anexo 1 seguindo o modelo apresentado na

Tabela 4-2 . Neste item serão apresentados resumidamente os resultados obtidos para os ensaios. As Tabela 4-3 e Tabela 4-4 apresentam sumarizados os resultados dos ensaios realizados, enquanto que, na Figura 4-18, verifica-se em um gráfico do tipo *box-whisker* todos os ensaios de compressão simples realizados.

Os resultados são apresentados segundo as seguintes siglas: BD-B Basalto Denso, amostrado em blocos, BD-S Basalto Denso, amostrado com sonda rotativa, e assim sucessivamente para o Basalto Vesículo Amigdaloidal (BVA), para a Brecha Preta (BP) e para a Brecha Vermelha (BV), esta última apenas com amostragem de blocos.

Tabela 4-2: modelo de apresentação de resultados de ensaios (Anexo 1).

CP	41b	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	60	
RCS (MPa)	135.16	
Esec (GPa)	40	
$\nu$	0.05	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	28.76	
$\omega$ (%)	1.93	
$V_p$ (m/s)	5283	
$V_s$ (m/s)	3914	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 30/09/2008. Existia um plano pré determinado junto ao pé, com inclinação de 46°.		
Foto:		

Tabela 4-3: Resultados dos ensaios de compressão simples realizados em amostras retiradas de blocos.

Amostra	material	Progressiva	RCS (MPa)	E sec (GPa)	v
41	BD	60	135,16	40	0,05
43	BD	60	255,93	60	0,05
53	BD	3968	91,35	50	
60	BD	3968	174,48	74,5	0,06
69	BD	3775	95,77	50,3	0,06
73	BD	3775	72,8	37,2	0,06
74	BD	3775	120,82	45,7	0,05
147	BD	3540,8	138,72	53	0,06
		<b>Média</b>	<b>135,63</b>	<b>51,34</b>	<b>0,06</b>
		<b>desvio padrão</b>	<b>54,44</b>	<b>11,05</b>	<b>0,005</b>
19	BVA	3775	148,19		
28	BVA	3775	150,98		
55	BVA	3968	92,14	58,64	0,07
94	BVA	3749,8	203,23	56,15	0,04
95	BVA	3749,8	214,12	47,2	0,07
96	BVA	3749,8	133,5	36,2	
98	BVA	3749,8	184,89	36	0,04
100	BVA	3749,8	59,12	23,4	0,03
101	BVA	3749,8	151,72	40	0,02
102	BVA	3749,8	144,19	30,3	0,03
105	BVA	3749,8	113,65	47,9	0,05
110	BVA	3749,8	217,75	31,1	0,07
		<b>Média</b>	<b>151,12</b>	<b>40,69</b>	<b>0,05</b>
		<b>desvio padrão</b>	<b>46,53</b>	<b>10,94</b>	<b>0,018</b>
9	Brecha Preta	3775	58,66		
10	Brecha Preta	3775	29,31		
13	Brecha Preta	3775	70,4		
75	Brecha preta	3749,8	21,7	5	0,015
86	Brecha preta	3540,8	33,13		
128	Brecha preta	3749,8	68,35	22,9	0,02
135	Brecha Preta	3749,8	26,71	5,6	0,007
78b	Brecha preta	3540,8	26,95	6,3	0,034
		<b>Média</b>	<b>41,90</b>	<b>9,95</b>	<b>0,02</b>
		<b>desvio padrão</b>	<b>19,01</b>	<b>7,49</b>	<b>0,010</b>
29	Brecha vermelha	60	47,75	7,9	0,14
30	Brecha vermelha	60	55,22	11,2	0,06
31	Brecha vermelha	60	35,02	6,8	0,02
32	Brecha vermelha	60	26,34	19	0,015
33	Brecha vermelha	60			
34	Brecha vermelha	60			
35	Brecha vermelha	60			
36	Brecha vermelha	60	55,35	22,8	0,05
38	Brecha vermelha	60	27,8	12,6	0,015
		<b>Média</b>	<b>41,25</b>	<b>13,38</b>	<b>0,05</b>
		<b>desvio padrão</b>	<b>12,10</b>	<b>5,76</b>	<b>0,044</b>

Tabela 4-4: resultados dos ensaios de compressão simples realizados em amostras obtidas com sonda rotativa.

Amostra	material	progressiva	RCS (MPa)	E sec (GPa)	v
18	BD	3570	113,7	61,3	0,2
22	BD	3570	66,9	70,8	0,1
24	BD	3570	51,75		
15	BD	3570	100,10		
66	BD	3570	153,86		
13	BD	3570	89,61		
20	BD	3570	157,46		
71	BD	3570	111,20		
11	BD	3570	110,63		
63	BD	3570	144,41		
15	BD	3570	100,10		
<b>média</b>			<b>109,96</b>	<b>66,05</b>	<b>0,15</b>
<b>desvio padrão</b>			<b>35,18</b>	<b>6,72</b>	<b>-</b>
61	BVA	3450	148,7	50	0,18
65	BVA	3450	154,1	49	0,18
69	BVA	3450	75,91	56	0,18
<b>média</b>			<b>126,24</b>	<b>51,67</b>	<b>0,18</b>
<b>desvio padrão</b>			<b>43,67</b>	<b>3,79</b>	<b>0,00</b>
91	Brecha Preta	3545	26	14,9	0,18
100	Brecha Preta	3545	14,9	6,3	0,02
101	Brecha Preta	3545	29,36	14,2	0,13
<b>média</b>			<b>23,42</b>	<b>11,80</b>	<b>0,11</b>
<b>desvio padrão</b>			<b>7,57</b>	<b>4,78</b>	<b>0,08</b>

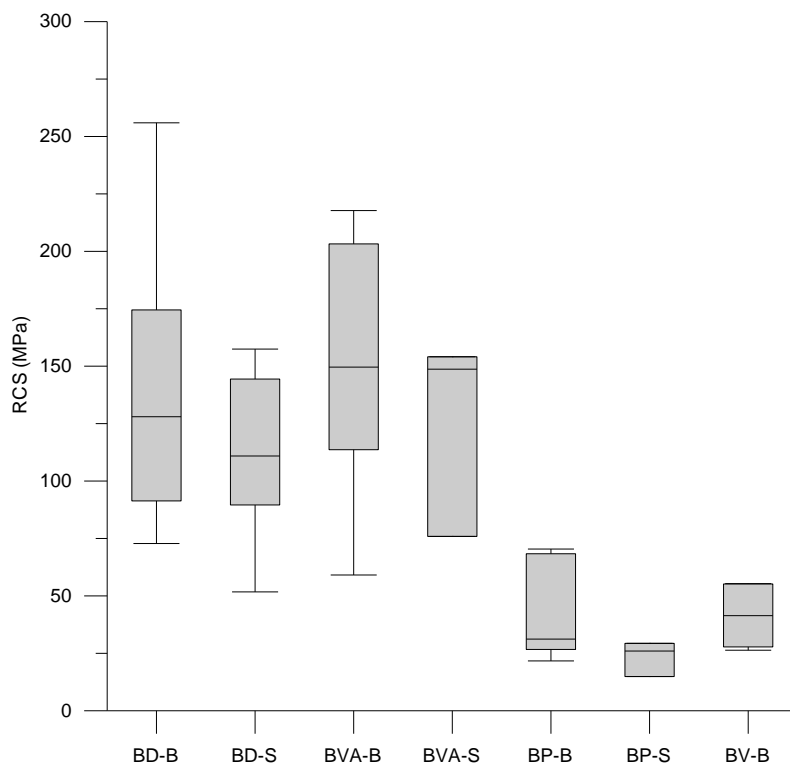


Figura 4-18: resultados dos ensaios de compressão simples.

Tanto nas amostras retiradas dos blocos como nas amostras obtidas dos furos de sondagem foi observado o mesmo ordenamento de resistências obtidas: a resistência à compressão simples do BVA e do BD são próximas, sendo as do primeiro um pouco superiores, enquanto que as brechas apresentam resistência bastante inferior (cerca de 3 a 4 vezes).

A Tabela 4-5 apresenta alguns valores de resistência à compressão simples e módulos de deformabilidade obtidos da literatura. Pode ser verificado que os valores obtidos para o BD, nesta tese, são inferiores aos determinados por Brito e Figueiredo (2004), obtidos na fase de projeto básico da UHE Itá para o BD, e se encontram aproximadamente na faixa dos valores apresentados por Mafra (2001) e pelo relatório técnico da CIENTEC (2007) para amostras do túnel do Morro Alto (Maquiné, RS). Já os valores de BVA obtidos nesta tese são superiores a todos os apresentados por outros autores nesta mesma tabela, e os valores de resistência para as brechas se encontram dentro da faixa de variação encontrada.

Tabela 4-5: Valores de resistência à compressão simples e módulo de deformabilidade obtidos da literatura.

Litologia	BD	BVA	Brecha	Referência
$\sigma_c$ (MPa)	228	38 - 60	25	Brito e Figueiredo (2004).
E (MPa)	53,2	25,9	-	
$\sigma_c$ (MPa)	150	80	50	Maфра (2001)
E (MPa)	42,17	37,72	12,58	
$\sigma_c$ (MPa)	79,9*			Palma Filho <i>et al</i> (2007)
E (MPa)	67,11*			
$\sigma_c$ (MPa)	101 - 221	23 - 80	-	CIENTEC (2007)
E (MPa)	61 - 70	1,5 - 46		

\*Parâmetros de Riolito

As diferenças verificadas no comportamento tensão *versus* deformação podem ser analisadas nos gráficos apresentados a seguir.

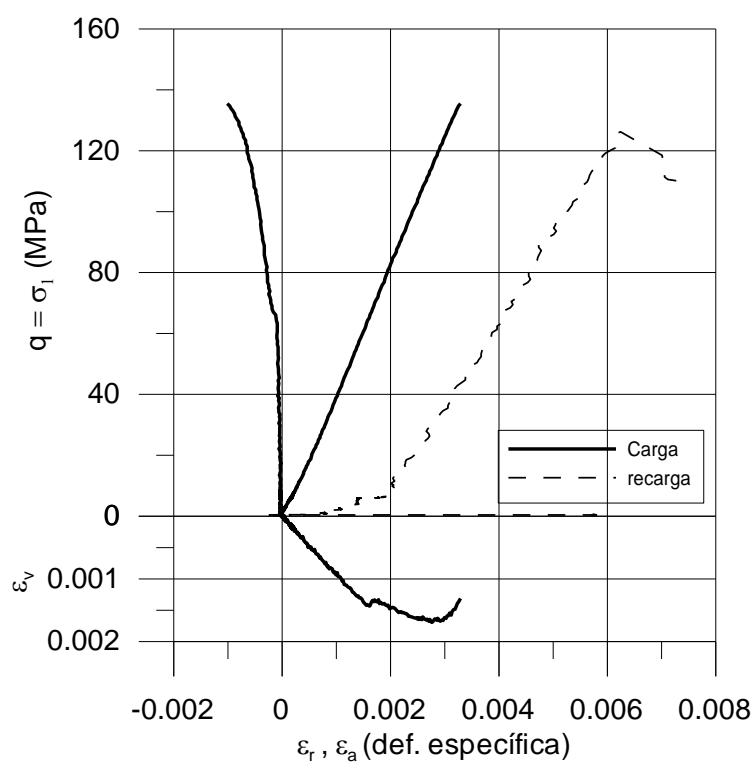


Figura 4-19: Resultados do ensaio de compressão simples no corpo de prova 41, BD.



A Figura 4-19 acima apresenta o resultado do ensaio de compressão simples em uma amostra de basalto denso (BD), no caso o corpo de prova 41. Este ensaio é particularmente interessante porque na primeira fase de carga (antes da retirada dos sensores de medição local) foi alcançada a carga de ruptura do ensaio, sem desagregação do corpo de prova, sendo que na recarga (após retirada dos sensores) a carga final do ensaio foi inferior à carga máxima obtida na primeira fase. Os seguintes aspectos importantes são verificados: na análise da curva  $q$  versus  $e_a$  do primeiro carregamento, pode-se identificar um comportamento praticamente linear, entretanto ao examinar as deformações radiais é nítida a presença de um ponto a aproximadamente 50% da carga de ruptura do ensaio, em que ocorre uma inflexão da curva indicando ou um possível ponto de plastificação do material ou simplesmente o início da abertura de fissuras na rocha. Além disto, ao chegar próximo da carga de ruptura, os deslocamentos radiais foram crescentes a uma taxa superior aos deslocamentos axiais. Tal aumento nos deslocamentos radiais promovem uma inversão na variação volumétrica do corpo de prova, até ali contrativa, e então passa a ocorrer aumento de volume, indicando a ocorrência de dilatância antes da ruptura.

A possibilidade de medição de todos estes deslocamentos não foi possível em todos os ensaios devido ao procedimento de retirada dos sensores antes da ruptura; entretanto, nos ensaios onde a medição ocorreu até a carga de ruptura (ou muito próxima desta), esta tendência foi verificada com algumas diferenças na expansão do corpo de prova.

As questões de dilatância serão discutidas nos ensaios triaxiais, uma vez que a mesma não pode ser avaliada nos ensaios de compressão simples.

A Figura 4-20 apresenta um ensaio em BVA apresentando comportamento idêntico ao descrito anteriormente para os ensaios em BD.

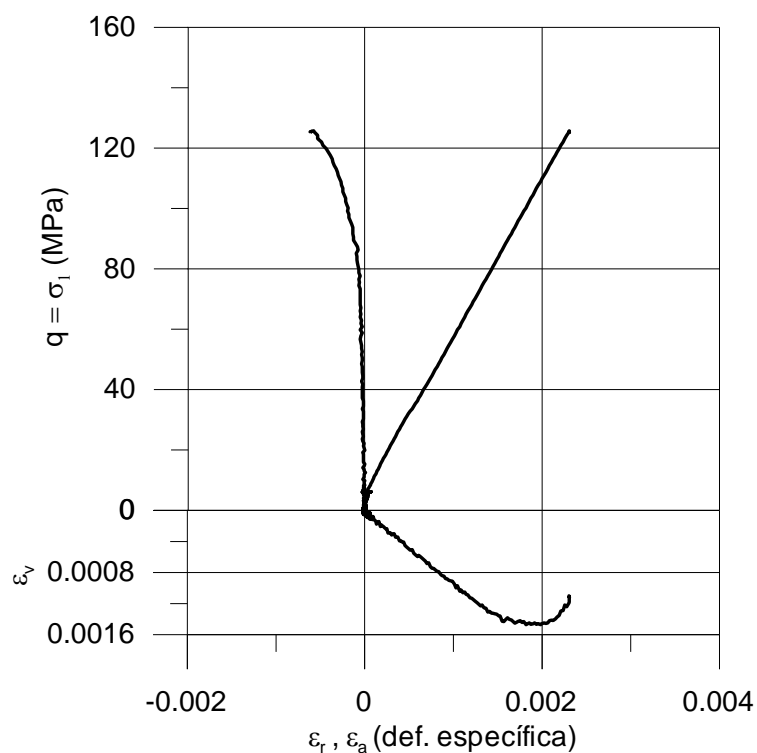


Figura 4-20: resultados de ensaio em BVA (CP 94) fase com instrumentação local, na recarga corpo de prova rompeu com 203,23 MPa.

Assim como nos ensaios em BD, a maioria dos ensaios em BVA foi realizada com medição local de deformações até uma carga inferior à carga de pico. Nos ensaios em que a medição local foi mantida até aproximadamente a carga de pico, foi verificado este comportamento de dilatação antes da ruptura para a maioria das amostras. Entretanto, em alguns ensaios foi verificado comportamento linear contrativo até a ruptura.

Nos ensaios com as brechas basálticas, tanto a preta como a vermelha, as rupturas não ocorreram de forma brusca e sim indicando um comportamento mais dúctil para o material. Devido a isso a instrumentação local foi mantida durante todo o ensaio.

A Figura 4-21 apresenta os resultados de um ensaio de compressão simples realizado em brecha preta (CP 75) onde se verifica o comportamento pós-ruptura com acentuada queda de resistência e aumento das deformações laterais, conduzindo a uma elevada dilatação.

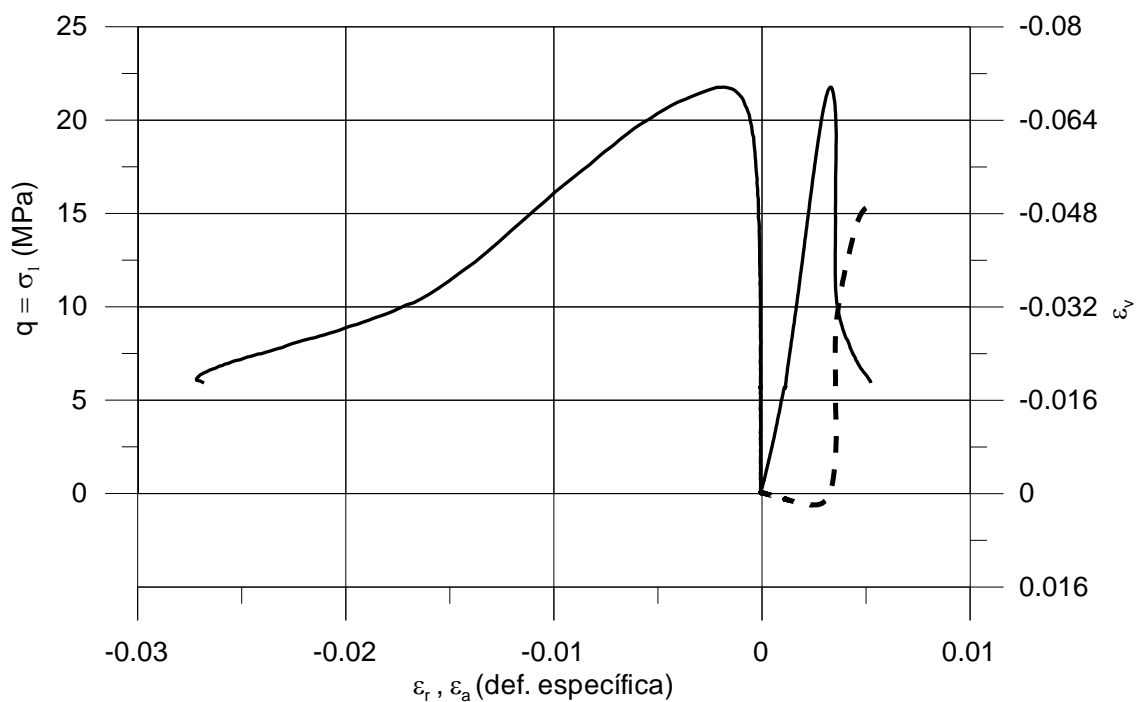


Figura 4-21: resultado do ensaio de compressão simples em corpo de prova de BP (cp 75).

Para a BV o mesmo comportamento foi verificado. A Figura 4-22 apresenta o resultado de um ensaio (CP 30), onde se verifica o comportamento pós-pico. Nesta figura as curvas de variação volumétrica e deformação radial foram cortadas pouco após o pico.

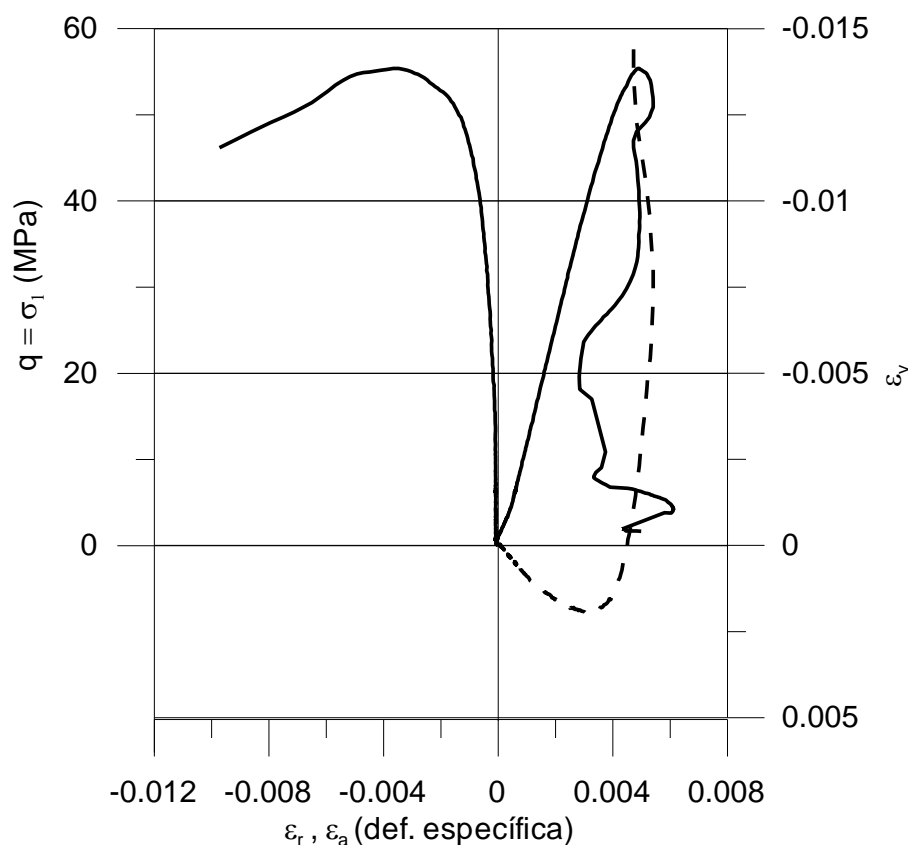


Figura 4-22: resultado de ensaio em BV (CP 30).

As diferenças de resistência e comportamento verificadas nos diferentes tipos de rocha podem ser identificadas no gráfico da Figura 4-23 onde são apresentados ensaios com os diferentes materiais em uma mesma escala.

Verifica-se, nos ensaios apresentados nesta figura, que todos os tipos de rocha apresentam contração no regime elástico, como esperado, e após tendência de expansão volumétrica antes de se alcançar o pico de resistência, com comportamento dilatante próximo e além da ruptura. Isto é reflexo da abertura de microfissuras e fissuras antes e durante o cisalhamento da amostra.

Quanto aos modos de ruptura, é pertinente que seja levada em consideração a rigidez da prensa utilizada e do sistema de aplicação de cargas, conforme amplamente descrito por diversos autores (Goodman, 1989; Hoek e Brown, 1980, Jaeger e Cook, 1976 Vallejo, L.I.G. *et al* , 2002) além da forma de controle do ensaio. É evidente que o sistema de aplicação de carga não possuía rigidez suficiente para que fosse possível a verificação do comportamento

pós pico nos BD e BVA, onde várias vezes ocorreram rupturas bruscas “pulverizando” o corpo de prova de forma a não permitir nem sua reconstituição.

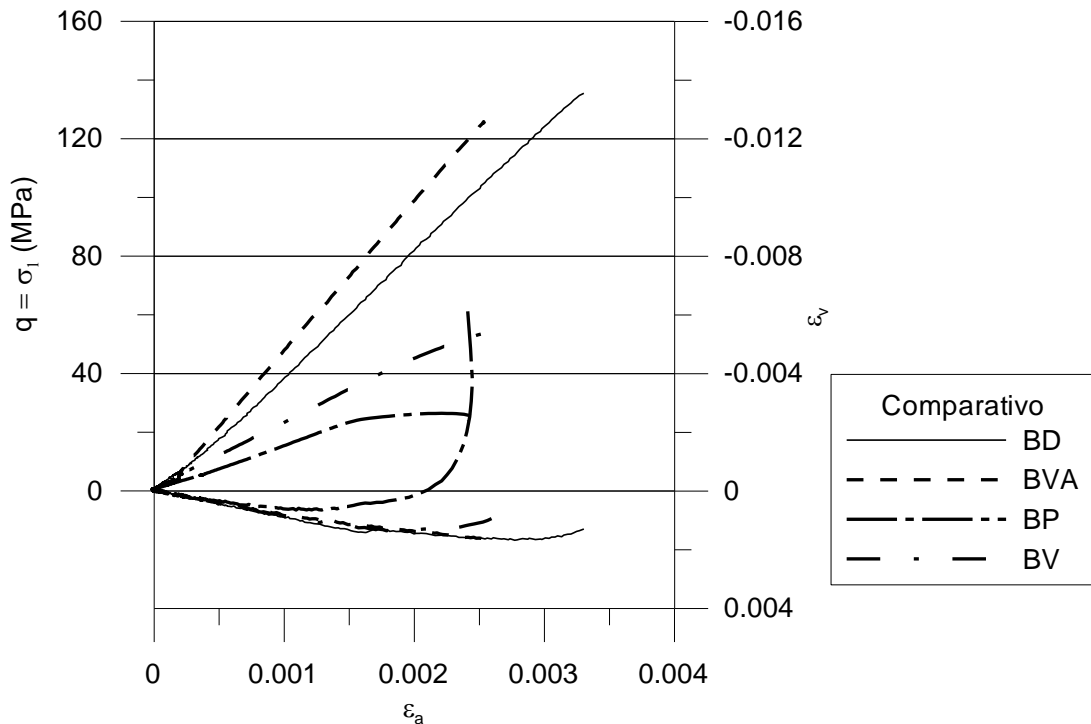


Figura 4-23: comparativo dos ensaios nos diferentes tipos de rochas (BD, BVA, BP e BV): curvas tensão *versus* deformação e deformação axial *versus* deformação volumétrica.

Uma tentativa de determinação da rigidez do sistema de aplicação de carga pode ser feita simplesmente comparando os resultados entre a instrumentação local e externa. Entretanto, neste caso estão sendo consideradas apenas as deformações do equipamento medidas pelo LVDT externo, quais sejam: cabeçotes e viga de aplicação de carga, ficando de fora todas as deformações do sistema hidráulico (mangueiras, pistões, etc). A rigidez do conjunto (parcial, devido os motivos acima descritos) pode ser estimada da seguinte forma, sendo:

$$\varepsilon_{rocha} = \frac{\Delta\sigma}{E_{local}} \quad (4.13) \quad \text{e} \quad \varepsilon_{conjunto+rocha} = \frac{\Delta\sigma}{E_{externo}} \quad \text{e} \quad \varepsilon_{conjunto} = \varepsilon_{conjunto+rocha} - \varepsilon_{rocha} \quad (4.14)$$

$$\text{Logo: } \sim E_{conjunto} = \frac{(E_{externo} \cdot E_{local})}{(E_{local} - E_{externo})} \quad (4.15)$$

Analisando-se diferentes ensaios:

Tabela 4-6: rigidez estimada do equipamento com base nos módulos medidos com instrumentação local e externa.

<b>tipo de rocha</b>	<b>CP</b>	<b>E<sub>loc.</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>E<sub>ext.</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>~E<sub>equip.</sub></b> <b>(MPa)</b>
BD	69	50810	27240	58721
BD	41	41492	24100	57495
BP	135	9847	7940	40999
BP	128	23501	15282	43697
BV	32	13088	9242	31451
BV	30	13450	9999.5	38978
BVA	55	58256	32537	73699
BVA	100	23082	13022	29878

Existem variações nas diferenças entre os módulos medidos, possivelmente associados a diferenças na posição do LVDT em diferentes ensaios, pois o mesmo era fixado com uma base magnética junto a viga da prensa. Entretanto, pode-se dizer que a rigidez estimada para a porção medida seria em torno de 40 GPa. A prensa é, então, rígida o suficiente para os corpos de prova de brecha, que apresentam módulo da ordem de 10 GPa, mas não suficientemente rígida para os corpos de prova de BD e BVA, que apresentam módulos da ordem de 60 a 40 GPa. Esta é uma análise bastante simplificada, mas foi realizada apenas com intuito de uma avaliação qualitativa que justificasse a capacidade de medição pós-pico nos ensaios em corpos de prova das brechas e não nos BD ou BVA.

## 4.5 Ensaio de compressão triaxial

### 4.5.1 Princípios e revisão da literatura

O ensaio de compressão triaxial tem sido o meio mais prático para o estudo das propriedades mecânicas das rochas em diferentes intervalos de tensão e temperatura (Jaeger e Cook, 1976).

No ensaio triaxial as tensões principais (totais ou efetivas)  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  e  $\sigma'_3$  são aplicadas a um corpo de prova de rocha, sendo possível a determinação da envoltória de ruptura para a rocha intacta e parâmetros de deformabilidade.

No caso de equipamentos denominados triaxiais verdadeiros (Reis e Azevedo, 1998) estas tensões são aplicadas a um corpo de prova cúbico de forma independente, tendo-se, se desejado,  $\sigma'_1 \neq \sigma'_2 \neq \sigma'_3$ . Logo é possível a realização de ensaios seguindo diversas trajetórias de tensões.

Ensaio triaxiais convencionais consistem na aplicação de uma pressão confinante  $\sigma_c$  a um corpo de prova cilíndrico, dentro de uma câmara triaxial, e da aplicação de uma tensão desvio  $\sigma_d$ , obtida pelo movimento da câmara triaxial e corpo de prova contra um pistão ligado a uma célula de carga e reagindo contra a viga da prensa, caracterizando assim o carregamento do corpo de prova. Para este ensaio tem-se  $\sigma'_1 > \sigma'_2 = \sigma'_3$ .

Conforme demonstrado por Brace e Martin (1968), o princípio de tensões efetivas proposto por Terzaghi na mecânica dos solos é válido na mecânica das rochas inclusive para rochas ígneas de baixíssima porosidade.

Assim como no ensaio de compressão simples, se forem medidas as deformações axiais e radiais durante o ensaio, podem ser calculados os valores dos parâmetros elásticos  $E$  e  $\nu$ . Entretanto, segundo Jaeger e Cook (1976) e mencionado anteriormente, teoricamente estes parâmetros não são influenciados pelo acréscimo da tensão confinante enquanto o material possuir comportamento frágil.

Mayer e Hueckel (1979) descreveram que o módulo elástico decresce quando as deformações plásticas ocorrem.

#### 4.5.2 Aplicação à pesquisa, materiais e métodos

A execução dos ensaios triaxiais visou o estabelecimento das envoltórias de ruptura, a verificação dos parâmetros elásticos da rocha e o estudo de comportamento dos materiais. Os ensaios foram executados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) em Lisboa, Portugal.

A câmara triaxial utilizada, com capacidade de aplicação de pressões confinantes de até 70MPa, é uma câmara comercial produzida pela empresa Robertson Geological, e é similar a uma câmara Hoek, entretanto com dimensões um pouco superiores (sendo possível executar ensaio com  $H/D=3$ ) e com instrumentação local para medição dos deslocamentos radiais durante o ensaio. As medições dos deslocamentos radiais eram executadas por dois conjuntos de extensômetros montados em vigas metálicas conectados no centro do corpo de prova através de peças metálicas que ultrapassavam a camisa de borracha. Cada par de viga é instrumentado por uma ponte de *wheatstone* completa. A flexão destas vigas metálicas promove uma alteração no comprimento das resistências elétricas, que compõem o medidor, causando uma variação na voltagem lida, que é convertida por calibração em deslocamento radial. A Figura 4-24 apresenta uma fotografia dos transdutores.

O deslocamento axial era medido externamente por dois LVDT's (*linear variable differential transformer*) conectados nos pistões de carga (superior e inferior ao corpo de prova). Desta forma para determinação do deslocamento axial era descontado o deslocamento elástico dos trechos dos pistões entre o topo do corpo de prova e o local de conexão dos LVDT's. Os deslocamentos do contato entre o pistão e o corpo de prova era desconsiderado, considerando-se que o mesmo ocorria integralmente na aplicação da tensão de acoplamento dos pistões (1MPa).

A carga axial era medida através de uma célula de carga colocada entre o pistão e a prensa. Para os ensaios nas brechas foi utilizada uma célula de carga com capacidade para 500kN, a qual era montada sobre o pistão superior, enquanto que para os ensaios em BD e BVA foi



utilizada uma célula de carga com capacidade para 1000kN, a qual era posicionada abaixo de todo o conjunto.



Figura 4-24: detalhe da instrumentação local para medição de deslocamentos radiais.

A pressão de confinamento era ajustada com uma bomba elétrica e então o circuito era conectado a um reservatório (com pressão pré ajustada) em que existia uma interface óleo/nitrogênio. Este reservatório possui duas funções: (i) manter a pressão constante e (ii) amortecer eventuais incrementos bruscos de pressão causados pela ruptura dos corpos de prova. A medição da pressão de confinamento era realizada diretamente por um manômetro digital conectado no circuito de pressão, entre a interface óleo/nitrogênio e a câmara triaxial.

Foram utilizadas duas diferentes prensas, uma com capacidade de carga de 300kN (ensaios realizados nas brechas e ciclos nos BD e BVA) e outra com capacidade para 5000kN (ruptura dos BD e BVA).

Todos os equipamentos foram calibrados antes da execução dos ensaios.



Figura 4-25: prensas utilizadas na realização dos ensaios.

Quanto à execução dos ensaios:

Dois conjuntos de ensaios triaxiais foram realizados:

- Ensaios em corpos de prova com diâmetro de 51mm (BD, BVA, BP e BV)
- Ensaios em corpos de prova com diâmetro de 54mm (BD, BVA e BP).

Os ensaios triaxiais realizados com os corpos de prova de diâmetro de 51mm não foram realizados com medidas de deslocamentos radiais, uma vez que estes sensores somente estavam disponíveis nas camisas de 54mm.

A sequência de montagem do ensaio é basicamente:

- Montagem do corpo de prova entre os pistões da câmara triaxial, envolvendo-o com papel filme;
- Lubrificação do conjunto de corpo de prova mais pistões;
- Inserção do conjunto na câmara triaxial;

- Montagem dos transdutores de medição de deslocamento axial;
- Montagem da câmara triaxial na prensa;
- Preenchimento da câmara triaxial com óleo expulsando o ar, mediante purga;
- Ajuste da célula de carga sobre o pistão;
- Início da aquisição de dados;
- Aplicação de tensão axial para acoplamento dos pistões ~ 1MPa;
- Aplicação da tensão axial igual à tensão de confinamento;
- Aplicação da tensão de confinamento;
- Aplicação da carga axial através de velocidade constante de compressão do corpo de prova de 0,0025mm/s. A velocidade era reduzida próximo a ruptura para 0,001mm/s ou até 0,0005mm/s;

Optou-se por se executar ciclos de carga e descarga com diferentes tensões de confinamento para cada tipo de rocha. Estes ciclos foram executados para se verificar a variação do módulo de recarga com a tensão para os diferentes tipos de rocha. A amplitude dos ciclos foi escolhida de forma que não houvesse danos às amostras, sendo que para as brechas o valor máximo de tensão axial durante os ciclos foi de  $\sigma'_3+10\text{MPa}$  e, para os BVA e BD, o valor máximo do ciclo foi de  $\sigma'_3+25\text{MPa}$ .

Eram realizados dois ciclos com cada uma das seguintes tensões de confinamento: 0, 2, 5 e 10 MPa. Após a realização destes ciclos era ajustada a tensão de confinamento do ensaio e então mais um ciclo era realizado antes de se conduzir o ensaio até a ruptura. Este último ciclo era utilizado também para a certificação de que não havia ocorrido dano na amostra. Esta certificação era obtida ao se comparar os módulos elásticos deste último ciclo com o ciclo realizado anteriormente na mesma tensão de confinamento. Em nenhum ensaio foi constatado que os ciclos haviam alterado as condições iniciais das rochas.

### 4.5.3 Resultados obtidos

Foram realizados 43 ensaios triaxiais, sendo 20 (5 BD, 5 BVA, 5 BP e 5 BV) com corpos de prova obtidos de amostragem de blocos, logo com diâmetro igual a 51mm, e 23 (5 BD, 5 BVA e 13 BP) obtidos de corpos de prova retirados dos testemunhos de sondagem, com diâmetro igual a 54mm.

Conforme apresentado anteriormente, foram obtidos os pontos de máximo valor de  $\sigma_1$  na ruptura para diferentes valores de  $\sigma_3$  com a finalidade de se obter as envoltórias de ruptura para as rochas estudadas nesta tese. Foram medidas as variações dos parâmetros elásticos das rochas ( $E$  e  $\nu$ ) com a tensão confinante e com o nível de deformação plástica, sendo esta calculada como a deformação total menos a deformação elástica determinada nos ciclos de carga e descarga dentro do domínio elástico das rochas.

O Anexo 2 apresenta os resultados de todos os ensaios realizados, segundo o modelo apresentado na Tabela 4-7. Nas Tabela 4-8 e Tabela 4-9 são apresentados os resumos dos resultados obtidos nos ensaios realizados em amostras retiradas dos blocos de amostragem e de sondagem rotativa, respectivamente.

Os resultados apresentados consistem na máxima tensão principal maior medida para cada tensão confinante utilizada. Também são apresentados nas tabelas os valores do módulo de deformabilidade, obtido no trecho linear da curva tensão deformação (em ciclos) e do coeficiente de Poisson para o mesmo intervalo, bem como os valores de velocidade de propagação de ondas de compressão e cisalhamento medidos (cujos resultados serão discutidos no final deste capítulo), a massa específica seca e a porosidade aparente das amostras.

Tabela 4-7: modelo de apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais.

CP	111	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	123,95	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	4993	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		

Tabela 4-8: resumo dos resultados dos ensaios triaxiais em amostras retiradas dos blocos.

CP	tipo de rocha	progressiva	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ máx. (MPa)	E (GPa)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\eta$
57	BD	3968	10	308.58	74.1	5988	4324	28.45	2.39
59	BD	3968	5	138.4	70	5715	4120	28.21	3.18
62	BD	3968	2	266.9	74.8	5937	4257	28.81	4.07
65	BD	3968	1	262.13	61.1	5744	4100	28.17	4.2
70	BD	3775	5	142.59	50.7	5341	3638	26.84	9.42
93	BVA	3749.8	2	207.74	62.4	6491	4783	27.35	6.36
97	BVA	3749.8	10	244.62	53.6	5164	3827	26.99	8.81
99	BVA	3749.8	0	n.d.	n.d.	5046	3758	26.96	7.75
106	BVA	3749.8	1	207.12	52.03	5212	3808	27.31	6.8
108	BVA	3749.8	5	228.89	55.19	5193	3812	27.24	6.46
76	BP	3749.8	1	25.51	9.13	2249	2055	20.62	23.94
81	BP	3540.8	5	49.12	9.73	2371	2273	20.43	22.57
82	BP	3540.8	1	33.78	14.01	3111	2529	21.13	22.04
83	BP	3540.8	10	59.26	8.8	3122	2263	n.d.	n.d.
85	BP	3540.8	2	38.19	9.23	2939	2445	21.11	21.11
33	BV	60	5	65.75	21.6	4050	2859	20.92	21.49
34	BV	60	10	86.72	18.38	3904	2753	21.16	21.28
138	BV	60	5	64.94	16.99	4126	2809	21.93	17.63
139	BV	60	2	35.19	12.98	3631	2715	21.69	18.62
143	BV	60	1	37.76	12.5	3498	2426	22.16	18.56

Tabela 4-9: resumo dos resultados dos ensaios triaxiais realizados em amostras retiradas das sondas rotativas

CP	tipo de rocha	progressiva	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ máx. (MPa)	E (GPa)	$\nu$	Vp (m/s)	Vs (m/s)
19	BD	3570.00	10	188.8	68	0.23	6024	4148
23	BD	3570.00	5	383.4	73	0.26	5981	4180
16	BD	3570.00	1	258.7	66	0.22	5834	3883
17	BD	3570.00	2	141.2	67.36	0.15	5758	3876
14	BD	3570.00	5	188.4	78	0.38	6033	4042
59	BVA	3450.00	10	221.3	43.7	0.22	5341	4047
60	BVA	3450.00	1	160.8	49.7	0.26	5288	4076
64	BVA	3450.00	10	231.81	48.78	0.24	5281	4043
62	BVA	3450.00	2	184.57	44	0.24	5292	4044
67	BVA	3450.00	5	223.8	51.96	0.22	5330	4038
90	BP	3545.00	2	62.53	19.74	0.14	4244	2636
92	BP	3545.00	10	43.15	9.72	0.2	3017	2077
93	BP	3545.00	5	42.67	12.38	0.17	3932	2178
94	BP	3545.00	10*	31.62	5.56	-	3235	1988
99	BP	3545.00	1	24.16	11.6	0.14	2788	2402
102	BP	3545.00	10	50.62	16	0.2	3269	n.d.
103	BP	3545.00	2	25.4	-	-	3131	n.d.
104	BP	3545.00	1	48.67	18	0.12	4301	n.d.
109	BP	3545.00	2	76.9	22.5	0.19	4826	n.d.
110	BP	3545.00	5	97.22	18.3	0.17	4887	n.d.
111	BP	3546.00	10	123.95	28.4	0.2	4993	n.d.
112	BP	3547.00	5	99.24	18.47	0.2	4811	n.d.
115	BP	3548.00	10	81.2	18.55	0.24	3777	n.d.

Os pontos de máximos de tensão principal maior, que posteriormente serão apresentados no item 4.9, são apresentados de forma gráfica na Figura 4-26, de onde são feitas as seguintes constatações:

- Assim como constatado nos ensaios de compressão simples é evidente que BD e BVA apresentam resistências bastante superiores às brechas.
- As amostras retiradas dos blocos e dos testemunhos de sondagem não apresentam diferenças significativas quanto à resistência verificada.
- Existem dispersões pronunciadas nos ensaios em BD e BP, ao contrário dos ensaios em BVA e BV.

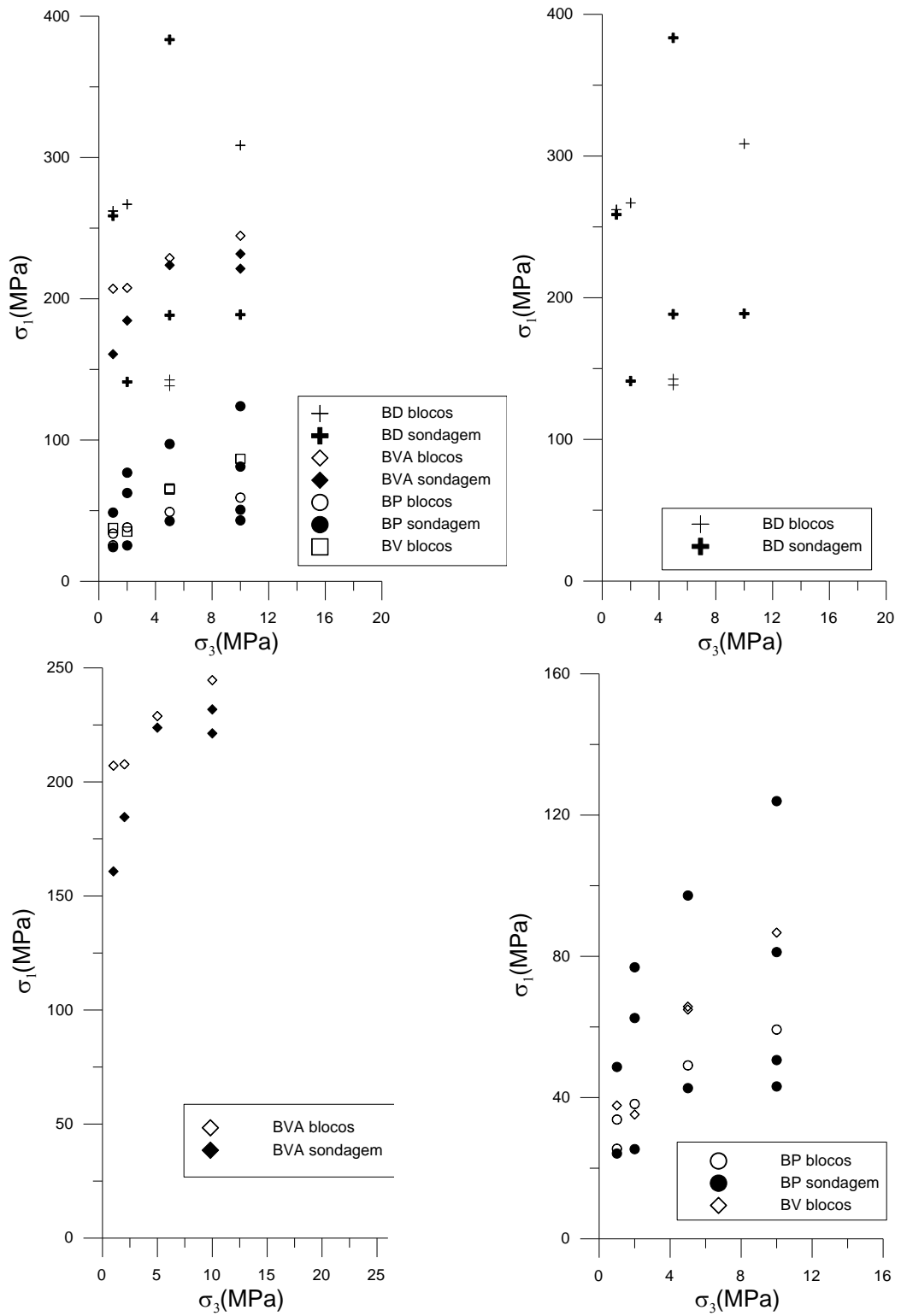


Figura 4-26: resultados dos ensaios triaxiais (todos os gráficos com escala 1H:10V).



A dispersão nos ensaios de BP pode ser justificada pela heterogeneidade das amostras, que pode ser verificada analisando-se as diferenças nas velocidades de propagação de ondas de compressão medidas. Nos ensaios em BVA, por exemplo, o valor de  $V_p$  médio é de 5306m/s com um desvio padrão de 27m/s apenas, enquanto que, nas amostras de BP, o valor de  $V_p$  médio é de 3.939m/s com desvio padrão de 795m/s. A medição de velocidade de propagação de ondas mostrou-se uma eficiente ferramenta para ajudar na caracterização do material.

Um indicativo disto pode ser verificado na Figura 4-27 onde os resultados de BP são separados em 3 categorias definidas pelo valor de velocidade de propagação de onda de compressão ( $V_p$ ):  $V_p$  baixa entre 2788m/s e 3235m/s,  $V_p$  média entre 3777m/s e 4301m/s e  $V_p$  alta entre 4811m/s e 4993m/s.

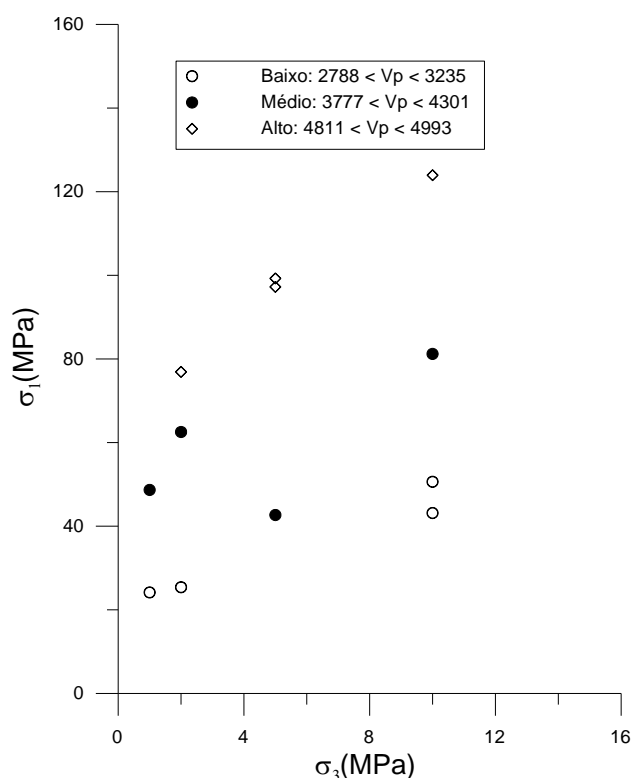


Figura 4-27: resultados dos ensaios triaxiais em BP com dados classificados pelo valor de  $V_p$ .

Quanto ao comportamento tensão *versus* deformação, serão apresentadas algumas curvas indicando as diferenças entre os diferentes tipos de rochas. Nestes ensaios, principalmente nas

brechas, foi possível levar o ensaio até maiores deformações, podendo ser estudado o comportamento pós-pico destes materiais, sendo inclusive realizados ciclos de carga e descarga após a ruptura. Com a realização destes ciclos foi possível a avaliação da variação do módulo com o incremento das deformações plásticas.

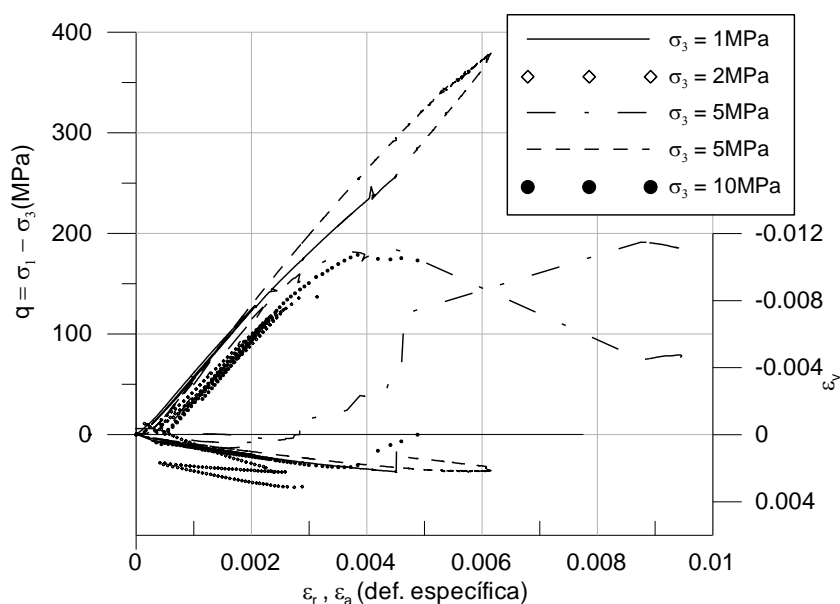


Figura 4-28: curvas tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para os ensaios triaxiais realizados em BD, amostras retiradas com sonda rotativa.

Para os ensaios em BD, verifica-se que a curva tensão versus deformação axial permanece praticamente linear até aproximadamente 75% da carga de ruptura. Neste trecho o corpo de prova também apresenta comportamento contrativo linear, e as tensões e deformações podem ser bem representadas pela teoria da elasticidade. Após uma pequena perda da linearidade, as deformações radiais são ligeiramente acentuadas, o que diminui a taxa de deformação volumétrica, entretanto sem ocorrer inversão da curva de variação volumétrica (expansão). A ruptura ocorre de forma frágil e resulta em uma dilatância acentuada (não apresentada nas figuras) que é relacionada à rápida abertura de fraturas ou do plano preferencial de ruptura quando o pico de resistência é atingido. No ensaio com tensão confinante de 10MPa, a ruptura ocorreu de forma mais controlada. Também ocorreu perda da linearidade a aproximadamente 75% da carga de ruptura. Tal perda de linearidade foi acompanhada de alteração na variação volumétrica gerada pelo aumento das deformações radiais, havendo inversão da curva de variação volumétrica ao ser atingido o pico; a ruptura ocorreu de forma controlada e a

dilatância pode ser verificada. Um dos ensaios com tensão confinante de 5MPa foi o que atingiu a maior tensão desvio sem apresentar ruptura, mas atingindo o limite do equipamento de 1000kN de carga axial.

Para avaliação da dilatância foram realizadas retro-análises dos ensaios realizados, utilizando o critério de ruptura de Hoek e Brown (envoltórias na seção 4.9) e lei de fluxo não associada, variando-se o parâmetro de dilatância,  $m_{b\psi}$ , até que fosse verificado paralelismo entre o ensaio real e o ensaio simulado numericamente.

Dos ensaios realizados em BD três deles apresentavam leituras pós pico consideradas suficientes para realização desta retro-análise. O ensaio que apresentava o maior número de leituras era o CP19, cujos resultados são apresentados na Figura 4-29. É possível verificar que, logo após o pico, ocorre um aumento quase que instantâneo de volume, indicando um elevado valor de dilatância. Após este aumento, a variação volumétrica segue uma linha aproximadamente reta, que é representada pelo valor obtido numericamente. Este mesmo comportamento foi verificado nos outros dois ensaios de BD retro-analisados, entretanto, conforme mencionado, dada a velocidade da ruptura as medidas são menos confiáveis do que as obtidas no ensaio do CP19. Neste ensaio o valor do parâmetro  $m_{b\psi} = m_b/2$ , todos os valores do parâmetro  $m_{b\psi}$  retro-analisados são apresentados na Tabela 4-10.

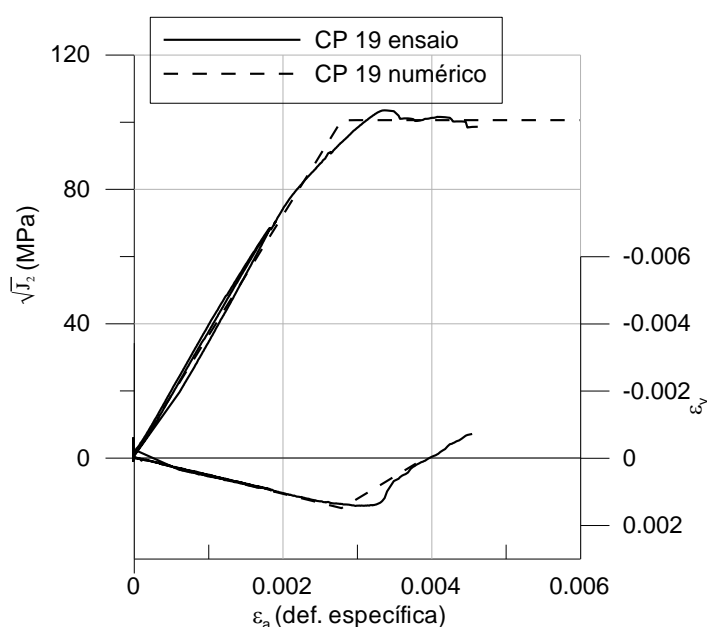


Figura 4-29: retro-análise do ensaio do CP19, BD,  $\sigma_3=10\text{MPa}$ .

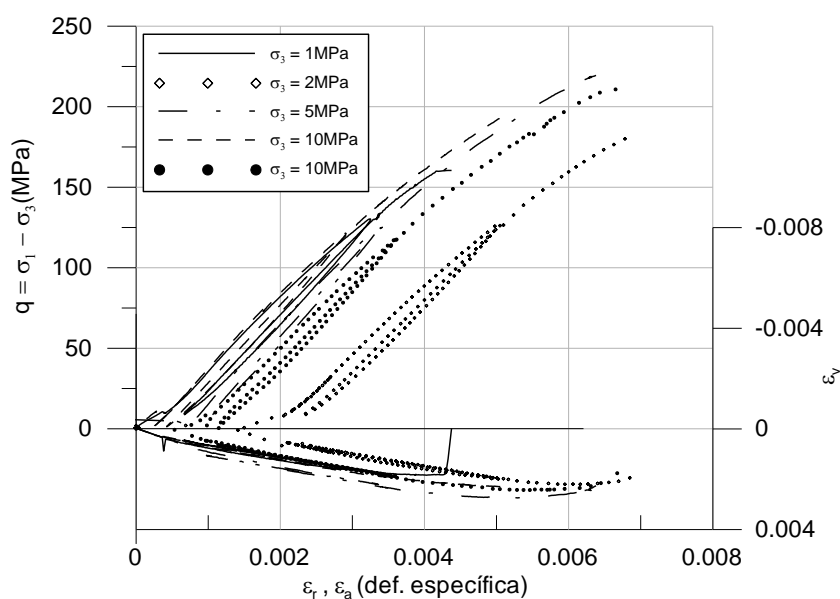


Figura 4-30: curvas tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para os ensaios triaxiais realizados em BVA, utilizando amostras retiradas com sonda rotativa.

Nos ensaios realizados em BVA percebe-se uma mesma tendência nas curvas tensão *versus* deformação e deformação axial *versus* deformação volumétrica (Figura 4-30). Entretanto a perda da linearidade ocorre antes, a cerca de 50% da carga de ruptura, onde também é percebida a perda da linearidade na variação volumétrica. Esta diferença para o BD pode ser explicada pelo maior número de vesículas e amígdalas nestas amostras, e a inerente heterogeneidade do corpo de prova o que acentua a abertura de fissuras ao longo destas estruturas. Apesar da ocorrência destas irregularidades nas amostras, percebe-se um comportamento bem definido, com resistência crescente com o aumento da tensão confinante. Este comportamento, juntamente com a pouca variação da velocidade de propagação de ondas, mostra uma homogeneidade entre os corpos de prova ensaiados.

Da mesma forma que para os ensaios em BD foi realizada a retro-análise dos ensaios triaxiais em BVA para verificação do parâmetro de dilatância. A Figura 4-31 mostra os resultados obtidos da retro-análise do ensaio CP 67. Ao total foram realizadas retro-análises em cinco ensaios de BVA e os resultados são apresentados na Tabela 4-10.

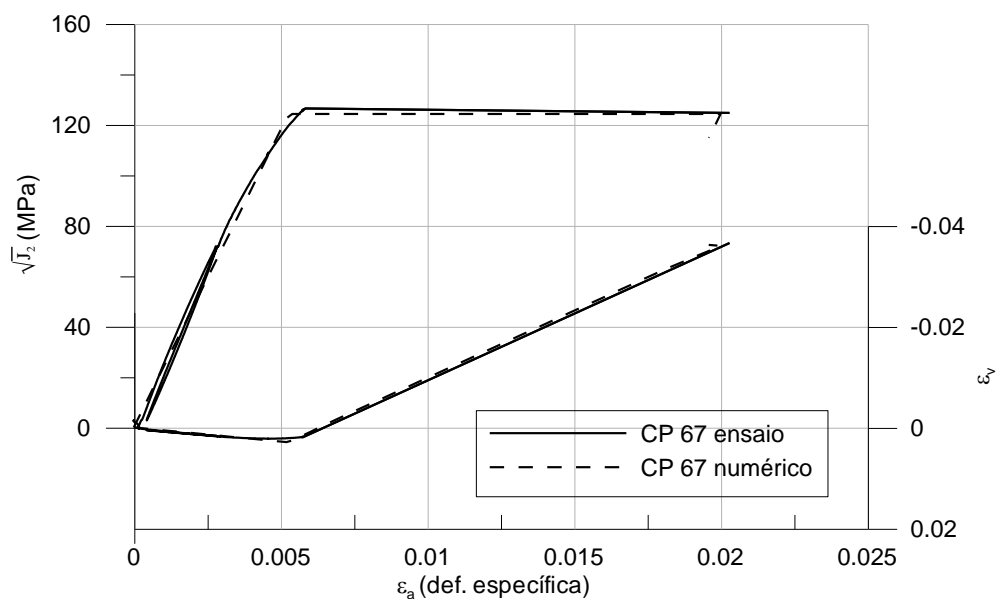


Figura 4-31: retro-análise do ensaio do CP67, BVA,  $\sigma_3=5\text{MPa}$ .

Nas figuras abaixo serão apresentadas as curvas tensão *versus* deformação e deformação axial *versus* deformação volumétrica para as amostras de BP (Figura 4-32 a Figura 4-35). Devido ao grande número de ensaios estes foram divididos em três grupos pelos valores de VP medidos (e também pelas resistências obtidas). Os resultados são apresentados em três figuras, uma para cada conjunto de ensaios determinados pelos valores de VP das amostras.

Nos ensaios de BP foi verificado um comportamento semelhante em todas as amostras, entretanto é nítido que, para as gamas de tensões aplicadas, quanto maior a VP maior a tendência de queda de resistência após o pico. Para os ensaios em amostras com VP baixo, e tensão confinante de 10MPa, foi verificada ruptura quase dúctil (perfeitamente plástica), entretanto acompanhada de dilatância das amostras. Nas amostras com VP média, o ensaio com 10MPa de tensão confinante apresentou queda moderada de resistência e maior dilatância. Já nos ensaios com VP alta e tensão confinante de 10MPa, tanto a queda de resistência como a dilatância foram mais acentuadas.

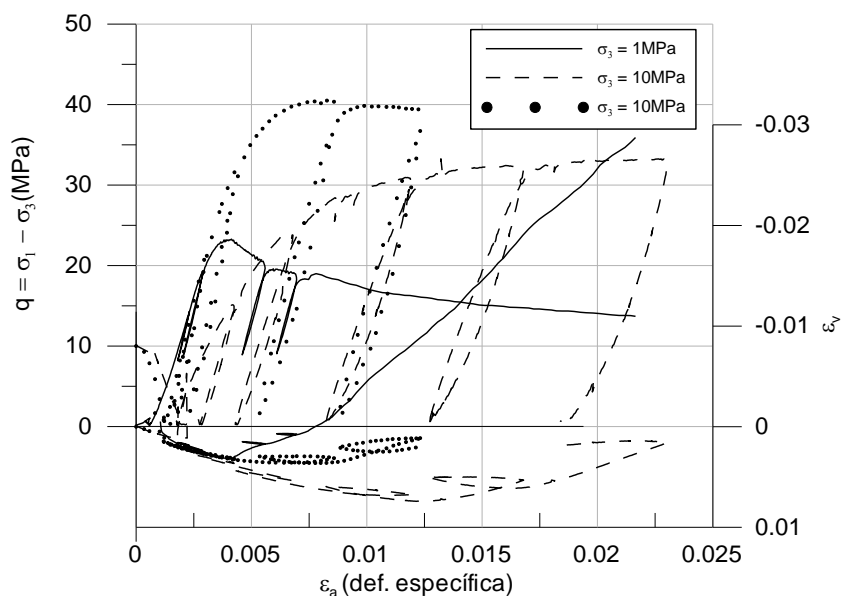


Figura 4-32: curvas tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para os ensaios triaxiais realizados em BP, com VP baixa, utilizando amostras retiradas com sonda rotativa. Os ensaios com tensão confinante de 2 e 5 MPa não foram apresentados pois os mesmos não apresentaram curvas satisfatórias devido a problemas na aquisição dos dados de deslocamentos, apenas os valores de carga máxima foram utilizados.

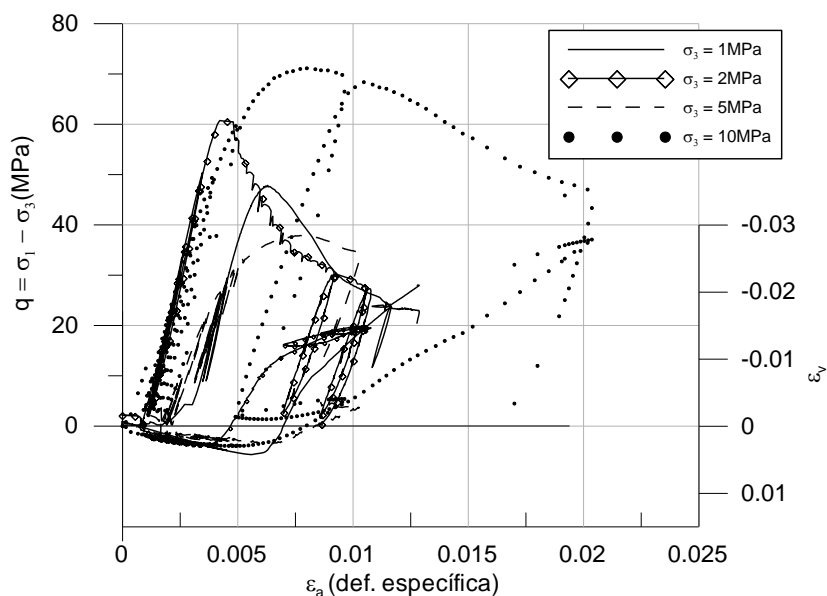


Figura 4-33: curvas tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para os ensaios triaxiais realizados em BP, com VP média, utilizando amostras retiradas com sonda rotativa.

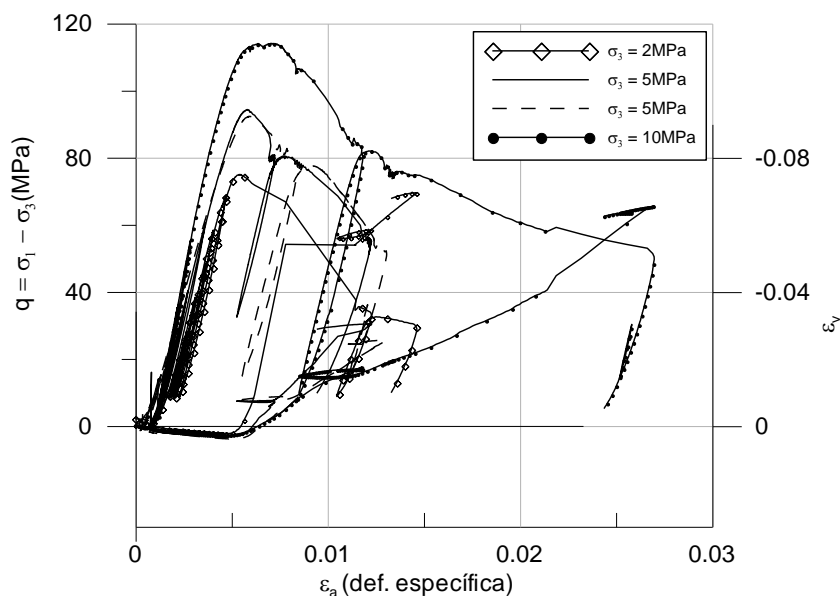


Figura 4-34: curvas tensão *versus* deformação axial e deformação axial *versus* deformação volumétrica para os ensaios triaxiais realizados em BP, com VP alta, utilizando amostras retiradas com sonda rotativa.

Para todos os conjuntos de ensaios foi verificado que as BP não apresentam a mesma linearidade das amostras em BD e BVA, embora se possa aproximar um trecho linear até aproximadamente 50% da tensão de ruptura. Após atingido este limite, ocorre perda da linearidade e também incremento das variações volumétricas. Próximo ao pico inicia-se o comportamento dilatante dos corpos de prova. Este comportamento dilatante se mostra dependente da tensão de confinamento; entretanto, conforme apresentado no Capítulo 3, esta variação é decorrente da curvatura da superfície de plastificação, e pode ser representada por um valor fixo de  $m_{bv}$  conforme apresentado na Figura 4-35.

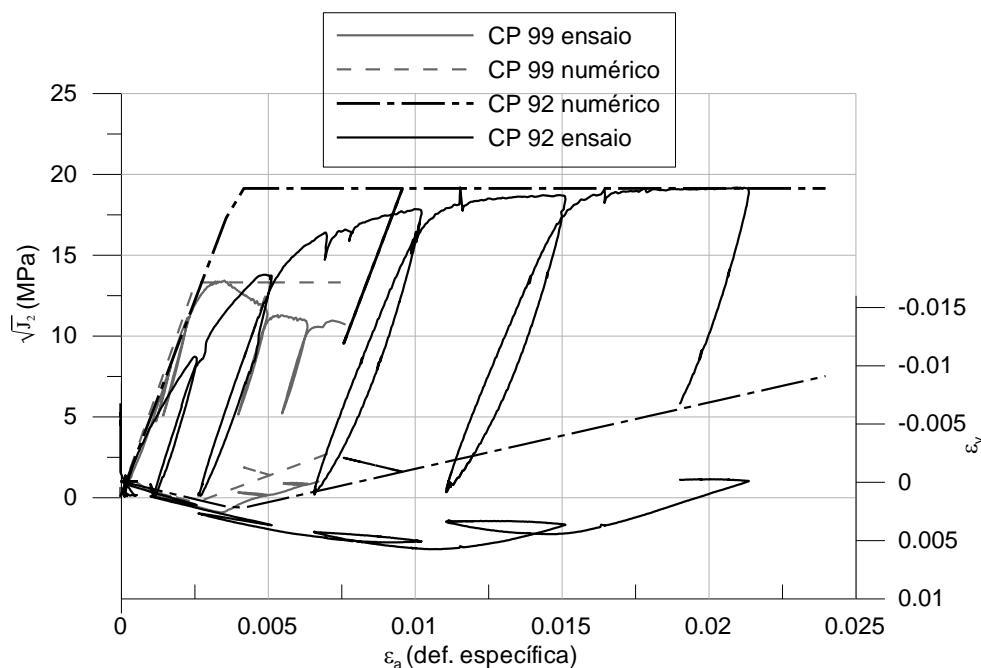


Figura 4-35: retro-análise dos ensaios triaxiais do CP99, BP,  $\sigma_3=1\text{MPa}$  e CP92, BP,  $\sigma_3=10\text{MPa}$ .

Nota-se na retro-análise do CP92 a distância entre os picos numérico e real, devido a consideração de comportamento elástico linear no modelo, conforme discutido no Capítulo 3. Entretanto nesta figura o importante é verificar o paralelismo entre a dilatação simulada e a verificada no ensaio, demonstrando que o parâmetro de dilatação constante representa bem o comportamento dilatante destas rochas nos diferentes níveis de tensões estudados. Todos os resultados das retro-análises são apresentados nas Tabela 4-10. A coluna envoltória apresenta a envoltória de ajuste utilizada conforme será apresentado no item 4.9.

Verifica-se que a relação  $m_{b\psi}/m_b$  é variável. Foram obtidos valores entre 0,4 e 1 para os ensaios realizados, sendo o valor de 0,5 o mais comumente obtido.

Conforme mencionado anteriormente, em todos os ensaios foram realizados ciclos de carga e descarga. Dois tipos de ciclos foram realizados: (i) ciclos com diferentes tensões de confinamento e (ii) ciclos de carga e descarga durante a execução do ensaio com diferentes níveis de deformação plástica. Os primeiros ciclos foram realizados com todos os corpos de prova, tomando-se o cuidado para que os mesmos fossem realizados somente dentro do regime elástico das rochas, sendo assim a amplitude dos ciclos nos BD e BVA foram maiores do que nas Brechas. Os ciclos durante os ensaios triaxiais foram realizados para quantificar as



deformações plásticas e para avaliar a alteração do módulo de deformabilidade tangente da rocha com o incremento das deformações plásticas. Os resultados destas análises são apresentados nas Figura 4-36 a Figura 4-39.

Tabela 4-10: resultados das retro-análises para determinação do parâmetro de dilatância.

material	Envoltória	CP	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	a	s	$m_b$	E (MPa)	$m_{bW}$	$\nu$	$m_{bW}/m_b$
BP	Baixa	99	1	20.923	0.5	1	4.295	9000	2.148	0.14	0.50
BP	Baixa	92	10	17.923	0.5	1	4.295	8300	2.148	0.2	0.50
BP	Baixa	102	10	23.923	0.5	1	4.295	12530	2.148	0.2	0.50
BP	Média	90	2	45	0.5	1	15.986	19000	15.986	0.14	1.00
BP	Média	93	5	23.14	0.5	1	8.249	12000	4.124	0.17	0.50
BP	Média	104	1	40.14	0.5	1	15.986	18000	15.986	0.12	1.00
BP	Média	115	10	39.14	0.5	1	8.249	18000	8.249	0.24	1.00
BP	Alta	109	2	62.706	0.5	1	15.986	18000	32	0.19	2.00
BP	Alta	110	5	62.706	0.5	1	15.986	18300	12	0.17	0.75
BP	Alta	111	10	62.706	0.5	1	15.986	24800	12	0.2	0.75
BP	Alta	112	5	62.706	0.5	1	15.986	21500	15.986	0.2	1.00
BD	Média	14	5	191.92	0.5	1	7.258	78000	7.258	0.38	1.00
BD	Baixa	17	2	134.08	0.5	1	6.563	58000	4.922	0.15	0.75
BD	Baixa	19	10	144.08	0.5	1	6.563	62000	3.28	0.23	0.50
BVA	Baixa	59	10	160.306	0.5	1	13.464	43700	5.39	0.22	0.40
BVA	Baixa	62	2	168.306	0.5	1	13.464	40000	2.244	0.24	0.17
BVA	Baixa	64	10	160.306	0.5	1	13.464	37780	6	0.24	0.45
BVA	Baixa	67	5	184.71	0.5	1	13.177	40780	6.589	0.22	0.50

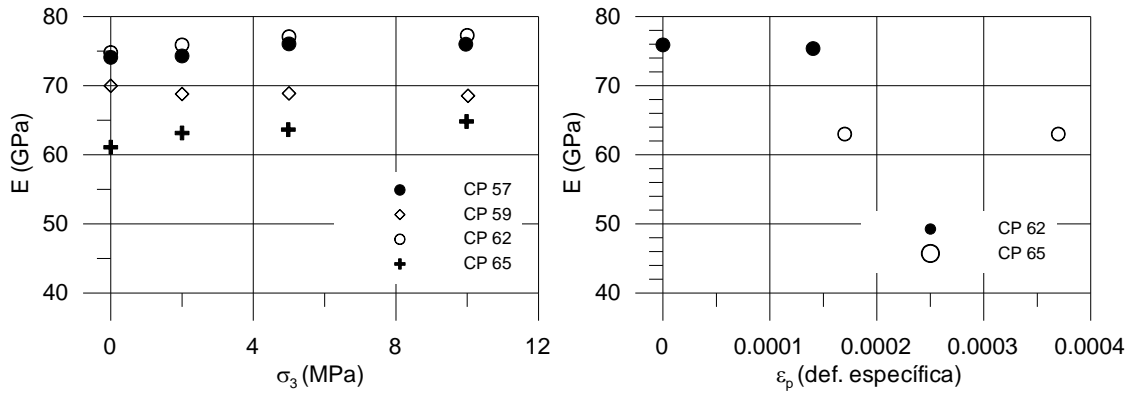


Figura 4-36: resultados dos ensaios triaxiais de corpos de prova de BD retirados de blocos (módulo tangente *versus* tensão confinante e deformação específica).

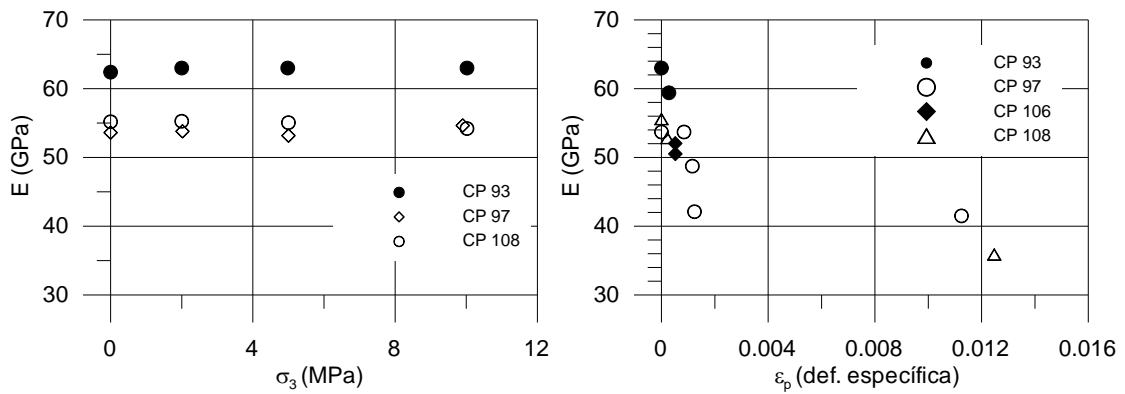


Figura 4-37: resultados dos ensaios triaxiais de corpos de prova de BVA retirados de blocos (módulo tangente *versus* tensão confinante e deformação específica).

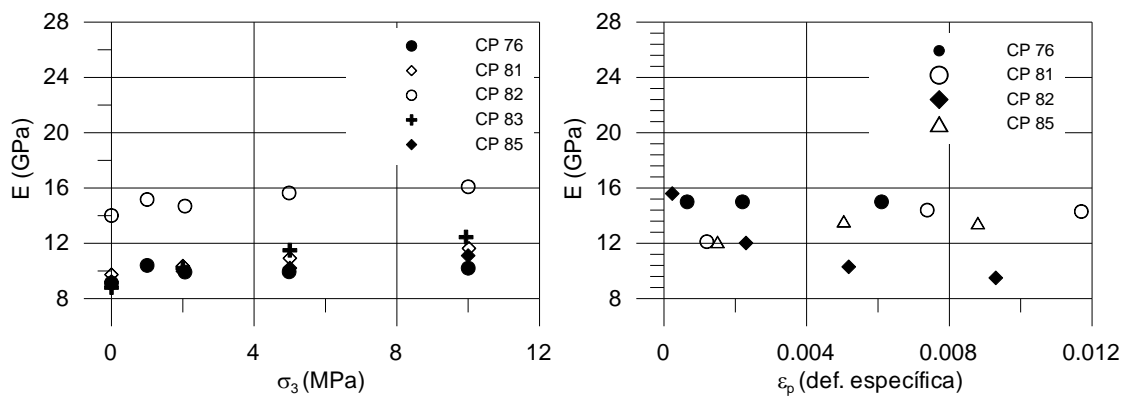


Figura 4-38: resultados dos ensaios triaxiais de corpos de prova de BP retirados de blocos (módulo tangente *versus* tensão confinante e deformação específica).

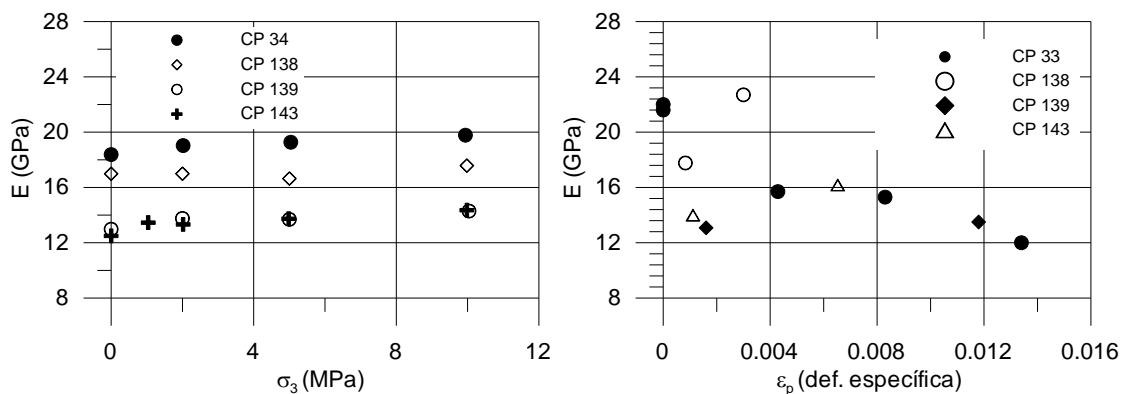


Figura 4-39: resultados dos ensaios triaxiais de corpos de prova de BV retirados de blocos (módulo tangente *versus* tensão confinante e deformação específica).

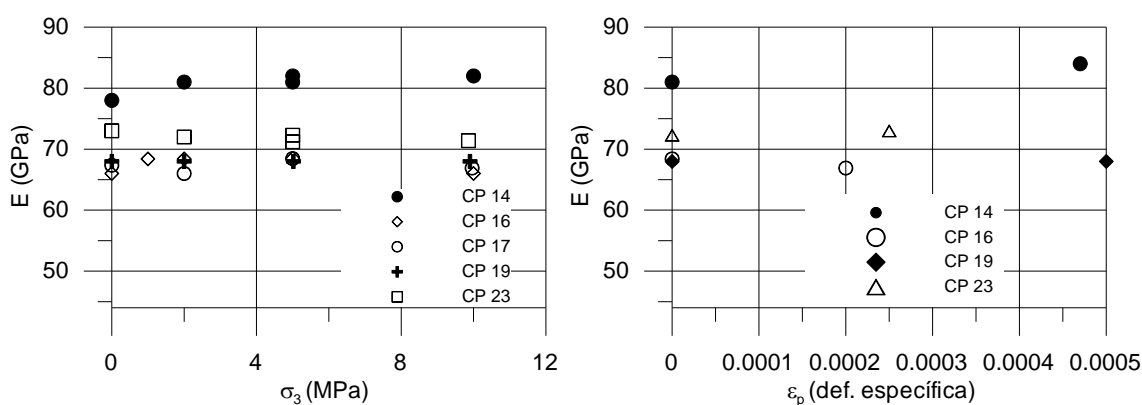


Figura 4-40: resultados dos ensaios triaxiais de corpos de prova de BD retirados de sondagem (módulo tangente *versus* tensão confinante e deformação específica).

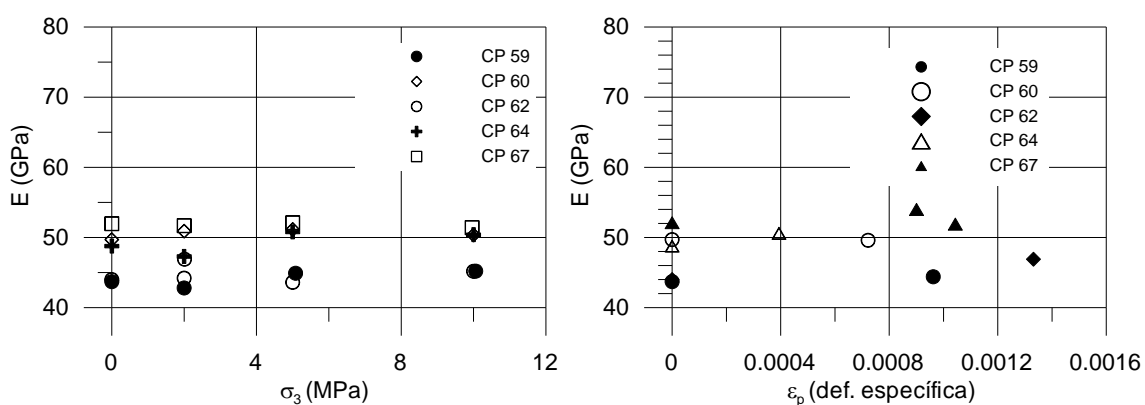


Figura 4-41: resultados dos ensaios triaxiais de corpos de prova de BVA retirados de sondagem (módulo tangente *versus* tensão confinante e deformação específica).

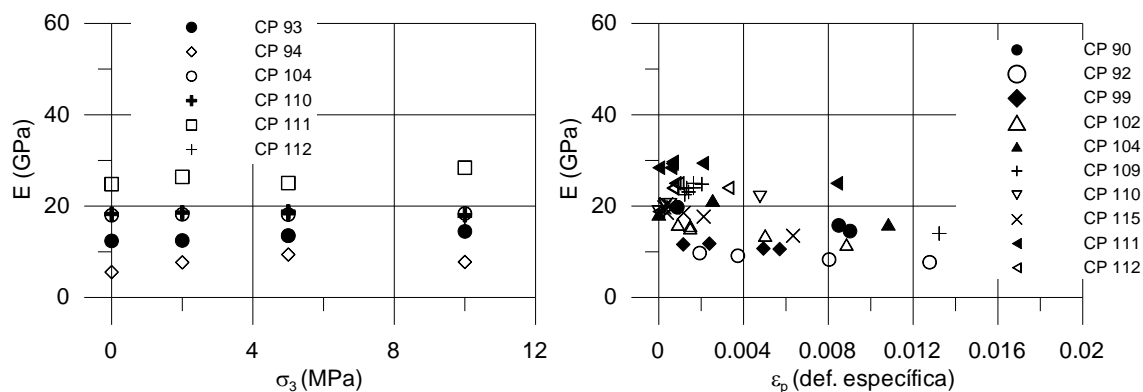


Figura 4-42: resultados dos ensaios triaxiais de corpos de prova de BP retirados de sondagem (módulo tangente *versus* tensão confinante e deformação específica).

Para os ensaios em BD e BVA há uma pequena ou inexpressiva variação do módulo com o incremento da tensão confinante, para os níveis de tensões estudados. Para o incremento das deformações plásticas não foram observadas variações para o BD mas houve redução dos módulos para dois ensaios de BVA. Entretanto salienta-se que em poucos destes ensaios foi possível a verificação do comportamento pós pico, onde as deformações plásticas são acentuadas.

Por outro lado, nas brechas foi verificado pequeno incremento dos módulos com o incremento da tensão confinante e também ocorreram variações nos módulos com incremento das deformações plásticas.

Para que fossem quantificadas essas variações, os resultados são apresentados abaixo de maneira normalizada, dividindo-se o valor do módulo pelo valor do módulo elástico inicial, ou seja, valor obtido dentro do limite elástico nos ciclos com tensão confinante igual a zero denominado  $E_1$  (Figura 4-43 e Figura 4-44).

A análise dos resultados normalizados confirma o exposto acima. A variação dos módulos normalizados com o aumento da tensão confinante é praticamente inexistente para o BD e BVA, tendo-se um máximo aumento de 6,5% com incremento da tensão confinante. As brechas apresentaram maiores variações, chegando a 39% de incremento no módulo para a BP e 15% para a BV. Cabe também ressaltar que as variações maiores nas brechas ocorrem com menores variações em valores absolutos, dada a menor rigidez destas rochas.

Para verificação da variação dos módulos com o incremento das deformações plásticas na Figura 4-44 todos os gráficos foram apresentados na mesma escala, onde se pode ver as baixas deformações plásticas medidas nos corpos de prova de BD devido a ocorrência de rupturas frágeis. Com exceção dos ensaios em BD, reduções de até 40% dos módulos de recarga foram verificadas com o aumento das deformações plásticas. Entretanto, em alguns casos foi verificado aumento dos módulos com incremento das deformações plásticas, o que indica um enrijecimento dos corpos de prova durante a ruptura.

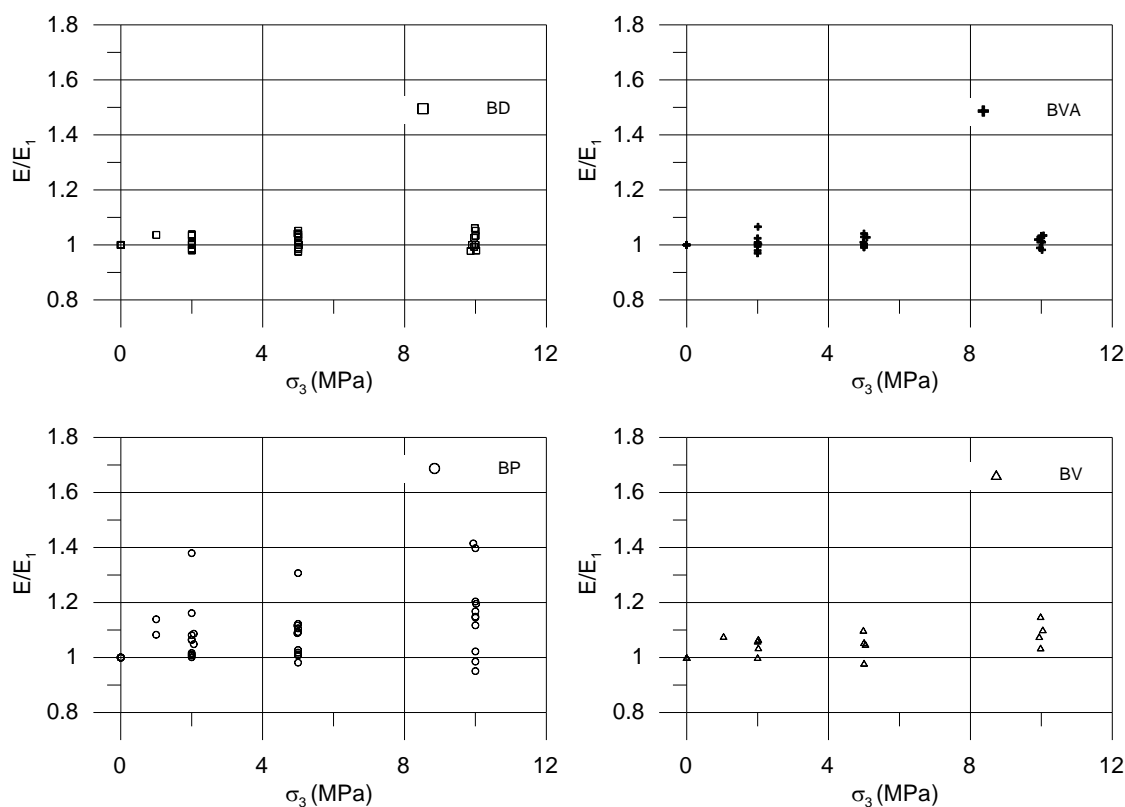


Figura 4-43: variação dos módulos normalizados obtidos nos ciclos de carga e descarga *versus* a tensão confinante.

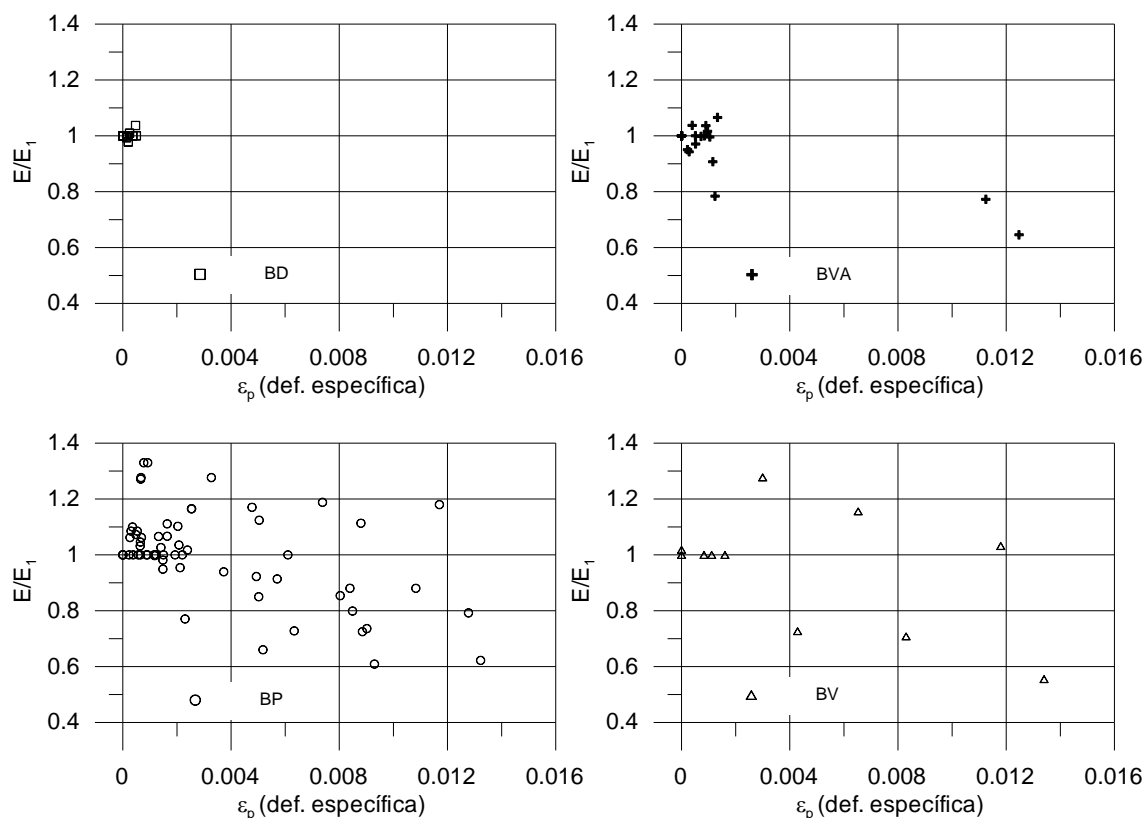


Figura 4-44: variação dos módulos normalizados *versus* a deformação plástica.

#### 4.5.4 Comentários sobre os ensaios triaxiais

Conforme verificado nos resultados apresentados acima, os seguinte comentários podem ser realizados:

- As rochas estudadas apresentam resistências bastante distintas, sendo os BD e BVA muito mais resistentes que as brechas (~150-200MPa contra ~20-60MPa).
- Da mesma forma os módulos de deformabilidade para os BD e BVA são muito superiores aos módulos verificados para as brechas (~70GPa contra ~15GPa).
- Para a gama de tensões estudadas, os BD e BVA apresentaram tipicamente ruptura frágil ou rúptil enquanto que as brechas apresentaram rupturas mais dúcteis, sendo inclusive possível o estudo do comportamento pós pico destes materiais com os equipamentos e níveis de tensões utilizados nesta tese.

- Para a gama de tensões de confinamento adotadas (0 até 10MPa) não foram verificadas variações expressivas nos módulos de deformabilidade dos BD e BVA. Para as brechas estas variações foram de até 40% mas ficando tipicamente em um incremento de 20%.
- O incremento das deformações plásticas promove variação nos módulos de deformabilidade. Tipicamente observou-se uma redução dos módulos com o incremento das deformações, embora nas BP algumas vezes esta tendência foi invertida ficando a gama de variação entre +20% e -40% em relação aos módulos iniciais. Não foi possível realizar esta medida nos BD devido às suas rupturas bruscas.
- Foram verificadas dispersões nos resultados, entretanto foi possível a definição das envoltórias de ruptura.
- Foram analisados os parâmetros de dilatação  $m_{b\psi}$  para os ensaios realizados, sendo verificado que este valor é constante independente do nível de tensão para cada conjunto de ensaios realizados. A adoção da relação  $m_{b\psi}/m_b$  igual a 0,5 se ajustou razoavelmente aos ensaios realizados.

## 4.6 Ensaio de compressão diametral (TI – tração indireta)

### 4.6.1 Princípios e revisão da literatura

O ensaio de compressão diametral consiste na mais utilizada maneira indireta de determinação da resistência à tração de rochas. Métodos indiretos têm sido estudados devido a dificuldades experimentais da execução de ensaios de tração direta em rochas.

Também chamado de “Ensaio Brasileiro”, o ensaio de compressão diametral tem sido bastante utilizado para estudo de anisotropia em rochas.

Resolvendo o problema de distribuição de tensões, utilizando a teoria da elasticidade, quando um cilindro é carregado ao longo de seu diâmetro (eixo  $y$ ), por um carregamento linear ( $W$ ), as tensões nos eixos  $x$  e  $y$  (com origem no centro do cilindro) são:

$$\sigma_y = \frac{W(3R^2 + y^2)}{\pi R(R^2 - y^2)} \quad (4.16)$$

$$\sigma_x = \frac{-W \left( \frac{R^2 - x^2}{R^2 + x^2} \right)^2}{\pi R} \quad (4.17)$$

A tensão de compressão ( $\sigma_y$ ) tende ao infinito próximo da extremidade do diâmetro (ponto de aplicação de carga) para o carregamento linear. A tensão  $\sigma_x$  tem um valor negativo praticamente constante ao longo do eixo  $y$ , ocorrendo pequeno acréscimo de tensão próximo às bordas do cilindro.

Este valor constante de tensão de tração consiste na condição desejada de ruptura para determinação da resistência à tração da rocha. Entretanto, a concentração de tensão compressiva no ponto de aplicação de carga pode levar à ocorrência de início de ruptura por cisalhamento junto da extremidade do cilindro.



Para minimizar a concentração de tensões compressivas, ao invés de aplicação de um carregamento linear, a carga é aplicada ao longo da circunferência em um pequeno segmento do arco ( $2\alpha$ ). Logo a carga aplicada será igual a  $W=2\alpha.R.p$  onde  $p$  é a pressão aplicada. Isto minimiza substancialmente a concentração de tensões compressivas e não altera expressivamente a uniformidade da tensão de tração ao longo do diâmetro do cilindro.

A tensão de tração determinada não é a tensão de tração uniaxial, mas na condição plana de tensões, na ruptura se tem:

$$\sigma_1 = \frac{3W}{\pi R}; \quad \sigma_2 = 0; \quad \sigma_3 = \frac{-W}{\pi R} \quad (4.18 \text{ a, b e c})$$

Não existe norma brasileira para realização do ensaio de compressão diametral em rochas. A norma americana ASTM D 3967 – 95 *Splitting tensile strength of intact rock core specimens* apresenta diretrizes básicas para a realização dos ensaios.

Hondros (1959) *apud* Jaeger e Cook (1976), admitindo que a rocha possui o mesmo módulo e coeficiente de Poisson quando solicitada à compressão ou tração, sugeriu uma metodologia para determinação destas propriedades através do ensaio de compressão diametral. Realizando-se a medição das deformações ao longo dos eixos  $x$  e  $y$ , os valores de  $E$  e  $\nu$  são obtidos pelas seguintes equações:

$$E = \frac{8W}{\pi R(3\varepsilon_y + \varepsilon_x)} \quad (4.19)$$

$$\nu = \frac{-(3\varepsilon_x + \varepsilon_y)}{(3\varepsilon_y + \varepsilon_x)} \quad (4.20)$$

#### 4.6.2 Aplicação à pesquisa, materiais e métodos

O objetivo principal da realização dos ensaios de compressão diametral foi a determinação da resistência à tração das rochas estudadas, com finalidade de determinação completa das envoltórias de ruptura. Outro objetivo foi o de determinação das propriedades elásticas das

rochas utilizando este ensaio, para então comparar com os valores medidos nos ensaios de compressão simples e triaxiais.

Para atender a estes objetivos foram usinados pistões de carga. Estes pistões de carga foram usinados de forma que a área de contato entre o cabeçote e a amostra fosse  $2\alpha$ , multiplicado pela espessura da amostra, evitando assim a concentração de tensão supracitada na amostra. Foram utilizados sensores de efeito Hall para medição dos deslocamentos paralelos e perpendiculares à direção de aplicação de carga.

Estes sensores eram montados da seguinte forma: o sensor para medição dos deslocamentos no sentido da aplicação de carga era colado diretamente nos pistões de carga, enquanto que o sensor para medição dos deslocamentos na outra direção foi colado diretamente no corpo de prova, o mais próximo possível das bordas.

### **4.6.3 Resultados obtidos**

Foram realizados 52 ensaios de tração indireta, sendo 14 em BD, 16 em BVA, 15 em BP e 7 em BV.

Conforme mencionado no item anterior os ensaios foram realizados para estimar a resistência à tração das rochas, entretanto podem ser estimados os valores das constantes elásticas dos materiais. A Tabela 4-11 apresenta os resumos dos resultados obtidos para as amostras extraídas dos blocos de rocha enquanto que a Tabela 4-12 apresenta os resultados obtidos para as amostras obtidas dos testemunhos de sondagem. Os ensaios onde não são apresentados valores das constantes elásticas consistem em ensaios com resultados não satisfatórios por problemas ocorridos com a instrumentação, entretanto o valor de carga de ruptura pode ser considerado.

Os resultados dos ensaios são também apresentados de forma gráfica na Figura 4-45 . Conforme pode ser verificado nesta figura existe uma diferença entre os valores medidos de resistência à tração nas amostras retiradas dos blocos e nas amostras retiradas dos testemunhos de sondagem para o BD e BP, porém esta diferença é pouco significativa para o BVA.

Tabela 4-11: resumo dos resultados de ensaios de tração indireta em amostras retiradas dos blocos de rocha.

<i>Material</i>	<i>Amostra</i>	<i>H/D</i>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	<i>E</i> (Gpa)	$\mu$
BD	80	0.44	27.98	-18.62	55.87	15.75	0,27
BD	76	0.26	28.48	-20.18	60.55	13	
BD	77	0.44	28.13	-12.52	37.55		
BD	78	0.44	28.61	-20.29	60.86	22	
BD	79	0.41	26.06	-7.91	21.56		
BD	89	0.37	23.75	-15.41	46.23		
BD	90	0.36	28.39	-13.82	41.47		
BD	91	0.45	28.22	-21.2	63.6		
		<i>média</i>	27.45	-16.24	48.46	16.92	0,27
		<i>desvio padrão</i>	1.70	4.66	14.54	4.61	-
Brecha Preta	11	0.61	23.17	-4.83	14.48	2.02	0,3
Brecha Preta	12	0.59	23.2	-5.15	15.44	3	0,32
Brecha Preta	13	0.58	23.3	-4.67	14.01		
Brecha Preta	81	0.34	21.09	-1.83	5.5	1.2	
Brecha Preta	82	0.42	21.71	-5	14.99	1.7	0,31
Brecha Preta	83	0.37	20.91	-3.35	10.04	1.25	0,3
Brecha Preta	84	0.44		-2.78	8.34	1.4	0,3
Brecha Preta	85	0.5	20.28	-2.59	7.78	1.4	0,32
Brecha Preta	87	0.32	21.83	-2.49	7.47	3	0,33
		<i>média</i>	21.94	-3.63	10.89	1.87	0,31
		<i>desvio padrão</i>	1.17	1.28	3.84	0.74	0,01
Brecha Vermelha	35	0.51		-2.46	7.38	2.15	0,23
Brecha Vermelha	36	0.55	21.78	-3.11	9.33	2.2	0,32
Brecha Vermelha	37	0.56	22.99	-3.29	9.86	2.7	0,23
Brecha Vermelha	38	0.39	22.56	-2.39	7.16		0,32
Brecha Vermelha	40	0.39	21.1	-3.38	11.59		
Brecha Vermelha	44	0.44	21.33	-4.85	14.56		
Brecha Vermelha	45	0.49	22.11	-3.3	9.9	1.8	0,28
		<i>média</i>	21.98	-3.25	9.97	2.21	0,28
		<i>desvio padrão</i>	0.72	0.81	2.54	0.37	0,05

<i>Material</i>	<i>Amostra</i>	<i>H/D</i>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_l$ (Mpa)	<i>E</i> (Gpa)	$\mu$
BVA	20	0.38	26.31	-6.87	20.61		
BVA	25	0.35	24.7	-12.09	36.27		0,35
BVA	34	0.37	26.15	-7.56	22.69	10	0,32
BVA	94	0.44	27.72	-17.37	52.12	39	0,27
BVA	95	0.42	27.61	-10.07	30.22	4.5	
BVA	96	0.59		-11.8	35.4		0,3
BVA	104	0.45		-12.51	37.53	4	0,3
BVA	132	0.44	27.97	-14.77	44.3		
BVA	133	0.46	27.96	-21.96	65.89	17	0,33
BVA	134	0.41	27.88	-14.29	42.88		
		<i>média</i>	27.04	-12.93	38.79	14.90	0,31
		<i>desvio padrão</i>	1.20	4.50	13.51	14.46	0,03

Os resultados dos ensaios são também apresentados na forma gráfica na Figura 4-45. Conforme pode ser verificado nesta figura existe uma diferença entre os valores médios de resistência à tração nas amostras retiradas dos blocos e nas amostras retiradas dos testemunhos de sondagem para o BD, porém esta diferença é pouco significativa nas demais rochas ensaiadas.

Tabela 4-12: resumo dos resultados obtidos em ensaios com amostras retiradas com sonda rotativa.

<i>Material</i>	<i>Amostra</i>	<i>H/D</i>	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	<i>E</i> (Gpa)	$\mu$
BD	24	0.54	28.58	-23.22	69.65	28	0,24
BD	25	0.58	28.68	-24.29	72.87	21.8	0,25
BD	26	0.6	28.37	-24.48	73.43	30.1	0,16
BD	28	0.43	28.43	-21.9	65.69	27	0,16
BD	29	0.47	28.26	-14.3	42.91	32.8	0,11
BD	38	0.38	28.61	-31.36	94.08	33	0,22
		<i>média</i>	28.49	-23.26	69.77	28.78	0,19
		<i>desvio padrão</i>	0.16	5.48	16.44	4.20	0,06
Brecha Preta	151	0.46	21.43	-1.97	5.92	0.6	0,32
Brecha Preta	131	0.5	21.29	-1.82	5.47	3.2	0,2
Brecha Preta	144	0.41	20.27	-1.47	4.4	0.6	0,25
Brecha Preta	146	0.49	20.8	-2.65	7.95	4.2	0,3
Brecha Preta	147	0.54	18.82	-1.65	4.95	1.4	0,24
Brecha Preta	148	0.52	20.68	-1.79	5.36	0.98	0,31
		<i>média</i>	20.55	-1.89	5.68	1.83	0,27
		<i>desvio padrão</i>	0.95	0.41	1.23	1.51	0,05
BVA	88	0.4	27.63	-11.67	35.01	15	0,23
BVA	89	0.45	27.52	-9.68	29.03		
BVA	93	0.38	27.65	-13.68	41.03		
BVA	96	0.46	24.64	-10.66	31.98		
BVA	99	0.39	27.58	-11.94	35.82		
BVA	100	0.46	27.27	-8.95	26.84	18.8	0,25
		<i>média</i>	27.05	-11.10	33.29	16.90	0,24
		<i>desvio padrão</i>	1.19	1.70	5.11	2.69	0,01

Os valores encontrados são relativamente próximos aos apresentados por CIENTEC (2007) em rochas amostradas no túnel do Morro Agudo, BR 101, sendo que estes autores apresentaram os seguintes valores: BD (6,8MPa a 19,6MPa) e BVA (1MPa a 15,5MPa).

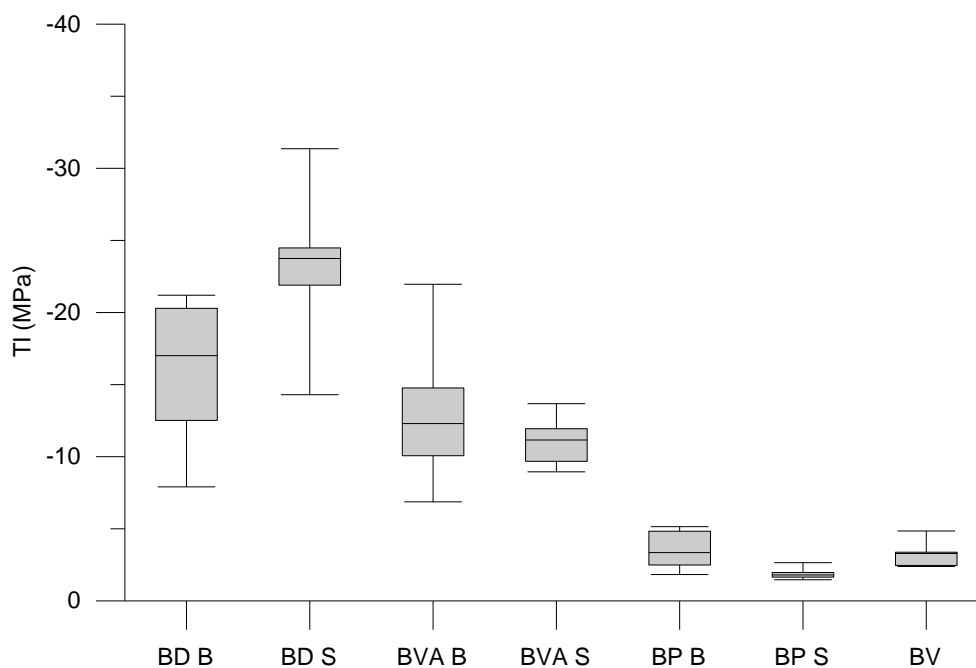


Figura 4-45: resumo dos resultados dos ensaios de tração indireta, “B” amostras retiradas dos blocos e “S” amostras retiradas com sonda rotativa.

#### 4.6.4 TI – Comentários sobre os ensaios TI

Os ensaios de compressão diametral forneceram uma estimativa da resistência à tração das rochas estudadas neste trabalho; assim como nos demais ensaios foi possível constatar as diferenças entre as resistências dos BD e BVA em relação às brechas.

As estimativas dos parâmetros elásticos dos materiais com base nestes ensaios conduziram a valores bastante inferiores àqueles medidos em ensaios de compressão simples e triaxiais. Celestino e Bortolucci (1989) apresentaram correções que devem ser realizadas utilizando a teoria da elasticidade para corpos em contato, onde obtiveram resultados bastante satisfatórios para determinação das constantes elásticas utilizando este tipo de ensaio. Entretanto nesta tese os cabeçotes usinados restringem a variação da área dada pela faixa  $2\alpha$ , o que não justifica a correção proposta por estes autores. Por outro lado, deformações existentes entre a rocha e o contato devido ao acoplamento da mesma foram negligenciadas e podem ser as justificativas para os parâmetros elásticos tão inferiores verificados nestes ensaios.

## 4.7 Ensaio de velocidade de propagação da onda

### 4.7.1 Princípios e revisão da literatura

Teoricamente a velocidade de propagação de uma onda em um meio homogêneo e isotrópico depende unicamente das propriedades elásticas e da inércia do material.

Em rochas, a determinação da velocidade de propagação de onda em laboratório é usualmente realizada utilizando corpos de prova cilíndricos, com extremidades lisas e paralelas nas quais são fixados cristais piezoelétricos. Um pulso elétrico de alta frequência é transmitido para um cristal que converte este em uma onda de choque que é transmitida para a amostra e captada por outro cristal fixado na outra extremidade. Dividindo-se a distância percorrida pelo tempo entre a emissão da onda e a recepção, determina-se a velocidade longitudinal de propagação da onda ( $V_l$ ). Emitindo-se uma onda transversa, a velocidade da onda transversa ( $V_t$ ) também pode ser medida.

Se a rocha for um material ideal (isotrópico, sólido e elástico) e o diâmetro da amostra utilizado for pequeno em relação ao comprimento, então as constantes elásticas  $E$ ,  $G$  e  $\nu$  podem ser calculadas pelas expressões:

$$E = V_l^2 \cdot \rho \quad (4.21)$$

$$G = V_t^2 \cdot \rho \quad (4.22)$$

$$\nu = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{V_l^2}{V_t^2} \right) - 1 \quad (4.23)$$

Onde  $\rho$  é a densidade da rocha.

Na verdade dificilmente as rochas são livres de pequenas fraturas e poros que a diferenciam de um material sólido e intacto. Fourmaintraux (1976) *apud* Goodman (1980) propôs um método que utiliza a velocidade de propagação de onda da rocha para avaliar o grau de

fissuramento da amostra. O método consiste em primeiramente calcular a velocidade de propagação da onda se a rocha fosse livre de fissuras e vazios ( $V_l^*$ ). Conhecendo-se a composição mineral da rocha esta velocidade é calculada pela expressão:

$$\frac{1}{V_l^*} = \sum_i \frac{C_i}{V_{l,i}} \quad (4.24)$$

Onde  $V_{l,i}$  é a velocidade de propagação da onda do mineral  $i$  que tem a proporção  $C_i$  do volume da rocha. As velocidades  $V_{l,i}$  são apresentadas por Fourmaintraux (1976) para os seguintes minerais: quartzo, olivina, augita, anfibólio, muscovita, plagioclásio, ortoclásio, calcita, dolomita, magnetita, gipsium, epídoto e pirita. O autor ainda apresenta o valor característico de  $V_l^*$  de 6.500 – 7.000 m/s para basalto.

O índice de qualidade (IQ) da rocha pode ser medido comparando-se a velocidade de propagação de onda medida na amostra  $V_l$ , com a esperada para a rocha livre de imperfeições:

$$IQ(\%) = \left( \frac{V_l}{V_l^*} \right) \cdot 100\% \quad (4.25)$$

Este autor ainda cita que o valor de IQ é afetado pelos poros, sendo que:

$$IQ(\%) = 100 - 1,6 \cdot n_p \quad (4.26)$$

Onde  $n_p$  é a porosidade da rocha. A Figura 4-46 apresenta um ábaco onde o valor de IQ é plotado em relação à porosidade da rocha, e então são determinadas regiões que classificam o grau de fraturamento da rocha.



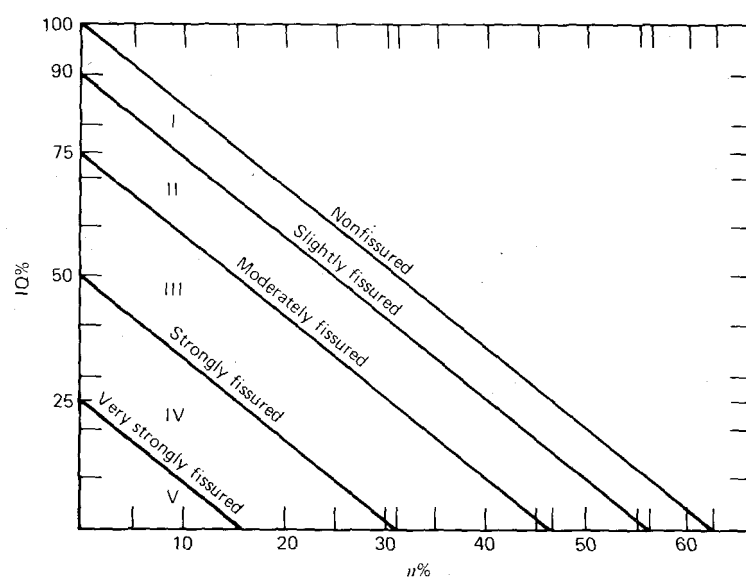


Figura 4-46: índice de qualidade versus porosidade da rocha, segundo proposto por Fourmaintraux (1976) *apud* Goodman (1980).

A norma americana ASTM D 2845 apresenta os procedimentos a serem seguidos nos ensaios de determinação da velocidade de propagação de ondas. A norma apresenta procedimentos para os ensaios com corpos de prova comumente usados em outros ensaios de laboratório, que não satisfazem a condição mencionada acima de  $L \gg d$ . São apenas apresentadas dimensões mínimas para realização do ensaio que correlacionam o tamanho do grão da rocha, diâmetro e comprimento do CP e o comprimento de onda utilizado no ensaio, que varia em função da frequência de excitação do cristal piezoelétrico.

A norma cita as seguintes expressões para determinação das constantes elásticas da rocha, válidas para rochas isotrópicas.

$$E = \frac{\rho \cdot V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2)}{(V_p^2 - V_s^2)} \quad (4.27)$$

Onde  $V_p$  e  $V_s$  são as ondas compressivas e cisalhantes, respectivamente.

$$G = V_t^2 \cdot \rho \quad (4.28)$$

$$\mu = \frac{(V_p^2 - 2V_s^2)}{[2 \cdot (V_p^2 - V_s^2)]} \quad (4.29)$$

$$k = \frac{\rho(3.V_p^2 - 4.V_s^2)}{3} \quad (4.30)$$

Onde  $k$  é o módulo de compressão volumétrica (*bulk modulus*).

#### 4.7.2 Aplicação a pesquisa, materiais e métodos

Os ensaios para medição de velocidade de propagação de ondas foram realizados com os seguintes objetivos:

- Caracterização das amostras/amostragem;
- Verificação da variação da velocidade de propagação de ondas com a tensão vertical aplicada nos corpos de prova;
- Avaliação do dano gerado pela escavação do túnel;
- Cálculo das constantes elásticas pelos métodos sísmicos.

A caracterização das amostras consiste na determinação da velocidade de propagação típica das rochas estudadas nesta tese, bem como avaliar a variação de amostra para amostra com a finalidade de determinação da homogeneidade ou não de conjuntos de corpos de prova. Também nesta caracterização foram avaliadas as diferentes técnicas de amostragem realizadas e sua influência nas velocidades de propagação de ondas medidas.

Para avaliação do dano gerado pela escavação foram realizados ensaios de velocidade de propagação de ondas nas amostras retiradas com a sonda rotativa das paredes do túnel, verificando a correlação entre os valores medidos e a proximidade da parede do túnel.

O cálculo das constantes elásticas foi realizado com base nas formulações apresentadas anteriormente.

Foram realizados alguns conjuntos de ensaios verificando-se a variação da velocidade de propagação de ondas com a tensão axial. Este conjunto teve como finalidade avaliar a

ocorrência ou não do fechamento de fissuras nos primeiros estágios de carregamento e sua relação com as variações de velocidades de propagação de ondas.

Para a realização dos ensaios foi utilizado um equipamento comercial Pundit 6, com transdutores de 1MHz de frequência do LPM/UFRGS. Nota-se que a frequência utilizada condiciona o comprimento da onda, que deve ser compatível com a granulometria da rocha e as dimensões do corpo de prova (ver ASTM D 2845).

Rotineiramente estes ensaios são realizados fixando manualmente os transdutores nas extremidades do corpo de prova (Figura 4-47). Entretanto, visando uma melhor repetibilidade dos ensaios e também a realização do estudo da variação da velocidade de propagação das ondas com o nível de tensão nos corpos de prova, foi projetada a adaptação de uma prensa manual para aplicação das cargas. O equipamento é basicamente composto de um pistão hidráulico equipado com manômetro, acionado por macaco hidráulico e bomba manual, possuindo cabeçotes adaptados para alojamento dos transdutores (Figura 4-48).



Figura 4-47: Aparelho utilizado na realização dos ensaios sísmicos.



Figura 4-48: Equipamento adaptado para realização de ensaio sísmico com carga aplicada.

Para definição da metodologia de execução dos ensaios sísmicos foram realizados alguns conjuntos de ensaios pelo método convencional e utilizando a prensa para aplicação de uma carga padrão. A carga axial padrão aplicada foi de 2kN ( $\sim 0,98\text{MPa}$ ). A pressão padrão foi escolhida como sendo a mínima pressão que poderia ser aplicada em virtude da resolução do sistema, já que o objetivo da aplicação da pressão é apenas o de garantir o acoplamento dos transdutores de uma forma padrão nos diferentes ensaios. Salienta-se que esta tensão representa apenas 2,5% do valor médio da resistência à compressão simples do tipo de rocha mais frágil estudada (brecha basáltica). A Tabela 4-13 apresenta os resultados comparativos entre duas campanhas de ensaios: convencionais e com utilização de uma tensão padrão. Os valores são expressos em porcentagem com crescimento (+) ou diminuição (-) das médias e desvios padrão dos ensaios para cada tipo de amostras.

Tabela 4-13: Comparação dos valores obtidos com e sem pressão padrão.

Material	$\Delta V_p$ médio (%)	$\Delta$ Desvio Padrão (%)
BD	+4,1	-0,35
BVA	+2,89	-43,20
BP	-4,50	-40,58
BV	+9,23	-24,65

Foi verificada uma diminuição dos desvios padrão dos resultados com uma pequena variação dos valores médios. Com este resultado foi adotado o procedimento de aplicação de carga padrão para todos os ensaios. As amostras eram, depois de retificadas, conectadas aos transdutores utilizando gel condutor para ultrassom para garantir melhor acoplamento dos transdutores, sendo aplicada a carga axial de 2 kN e realizada a medida de velocidade de propagação de ondas. O procedimento era repetido três vezes e todos os valores registrados. O valor de velocidade utilizado era o valor médio destas três leituras. A velocidade da onda de compressão era medida utilizando o tempo dado pelo próprio equipamento PUNDIT. A velocidade da onda de cisalhamento era verificada com auxílio de um osciloscópio, onde era registrado o tempo entre o início da onda de excitação e o início da onda de recepção.

De posse dos tempos e das dimensões das amostras, eram calculadas as velocidades de propagação de ondas de compressão e cisalhamento. Para os ensaios com variação da carga axial eram realizadas leituras de tempo de propagação de ondas a cada etapa de carregamento.

### **4.7.3 Resultados obtidos**

A Figura 4-49 mostra a comparação de resultados entre as duas técnicas de amostragem realizadas (blocos e sondagem rotativa). Da mesma forma que os ensaios triaxiais e de compressão simples, foram encontrados resultados semelhantes em corpos de prova obtidos dos blocos provenientes do processo de escavação e corpos de prova obtidos com sonda rotativa.

Os valores médios de  $V_p$  obtidos no BD e no BVA, são bastante próximos. Entretanto na BP os valores de  $V_p$  para as amostras retiradas com sonda rotativa são superiores aos do bloco, embora a amplitude de variação seja semelhante (ligeiramente superior para as amostras retiradas com sonda rotativa). Esta diferença nos valores médios será discutida em maior detalhe ao se analisar os resultados das medições de  $V_p$  realizadas nas amostras da sonda rotativa.

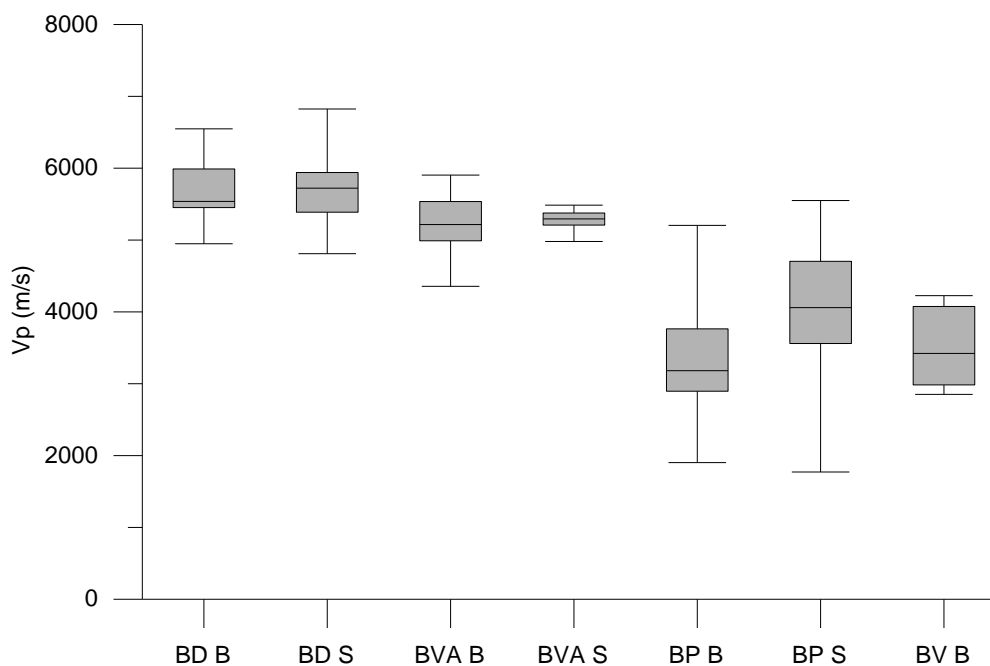


Figura 4-49: Velocidade de propagação de onda de compressão ( $V_p$ ) para amostras retiradas dos blocos (B) e com sonda rotativa (S).

Para avaliação da variação de  $V_p$  com a carga aplicada axialmente nos corpos de prova foram realizados ensaios com os diferentes materiais. Os resultados são apresentados na Figura 4-50 sendo observado claramente que o nível de tensões aplicado exerce influência sobre as amostras de brecha, chegando a uma variação de 20 a 25%. Esta variação foi mais clara na BP. Para os corpos de prova de BD nenhuma diferença foi verificada enquanto que para os ensaios em BVA apenas um pequeno aumento de  $V_p$  foi verificado com o incremento da tensão axial aplicada aos corpos de prova.

É evidente que nas brechas ocorreu um fechamento de poros e fissuras devido ao aumento da tensão axial no corpo de prova. Os aumentos de  $V_p$  deveriam ser maiores se a amostra fosse submetida a compressão isotrópica devido à ausência de tensões cisalhantes que promovem ao mesmo tempo fechamento de fissuras e aberturas de outras.

Na tentativa de avaliação do dano gerado pela escavação foram realizados ensaios de medição de  $V_p$  ao longo dos testemunhos de sondagem extraídos das paredes do túnel. Os resultados são apresentados nas Figura 4-51 a Figura 4-54. Nestas figuras é apresentada a posição do furo de sondagem, um desenho dos fragmentos recuperados e montagem fotográfica dos mesmos, ambos em escala deformada com largura quatro vezes superior ao comprimento,

para uma melhor visualização. Abaixo dos desenhos está posicionado o gráfico com os valores de  $V_p$  para cada tipo de rocha ao longo da profundidade do furo. Aos valores medidos foram adicionadas as linhas referentes aos valores médios calculados para cada tipo de rocha.

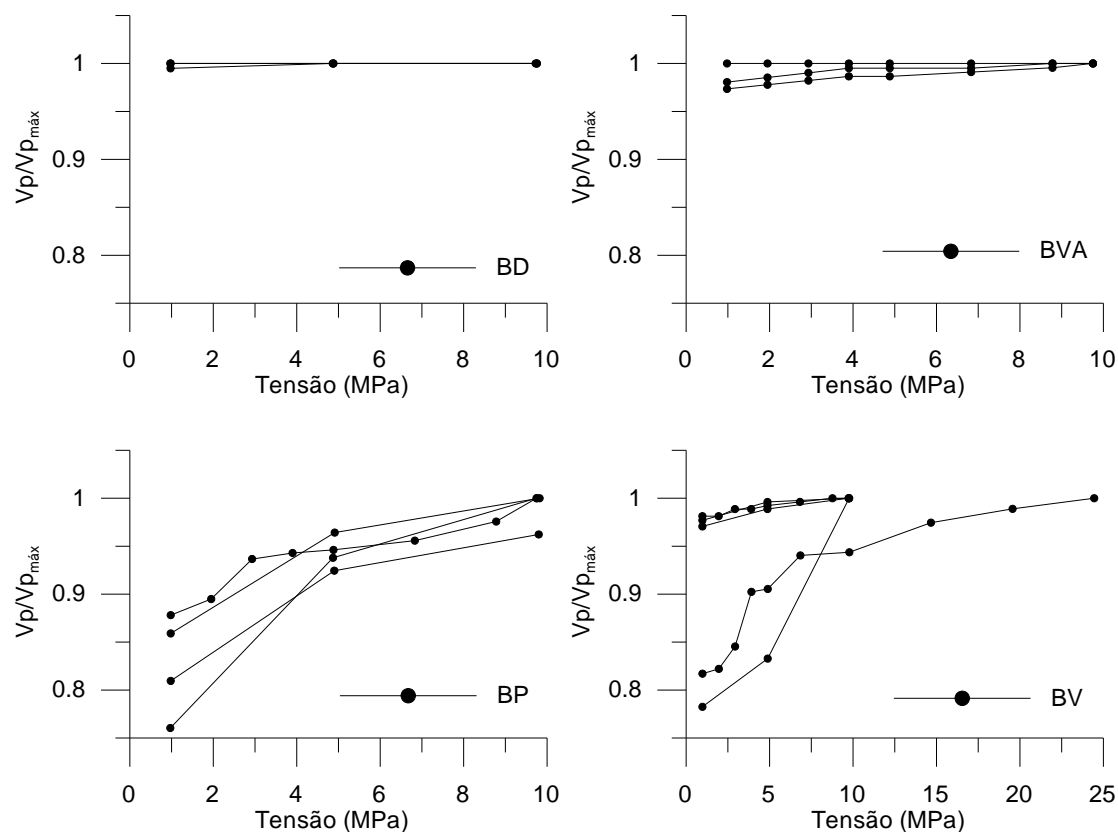


Figura 4-50: variação da velocidade de propagação de onda de compressão ( $V_p$ ) normalizada pelo valor de  $V_p$  máximo de cada ensaio, com a tensão axial aplicada no corpo de prova.

Os resultados verificados no BD (Figura 4-51) indicam claramente uma diferenciação de materiais na porção final do furo. Esta diferenciação é facilmente identificada na análise visual das amostras, conforme pode ser percebido nas fotografias. Esta diferença é bastante clara nos valores de  $V_p$  medidos, claramente inferiores aos valores de  $V_p$  medidos no início do furo. Desta forma a linha com o valor da média calculada ( $V_p=5.672\text{m/s}$ ) não representa bem as amostras de BD e sim o valor médio dos primeiros 7m de furo, onde a linha média representa bem os valores medidos neste trecho. Na porção final do furo uma nova linha média representa melhor os valores para o material encontrado, classificado com BVA.

Embora os dados não sejam conclusivos devido à dispersão dos resultados na porção central da amostragem em BD, verifica-se uma redução dos valores de  $V_p$  nas amostras mais próximas à boca do furo (0,50 a 0,90m iniciais). Esta redução pode ter sido causada pelo dano devido ao procedimento de escavação e a redistribuição de tensões no entorno do túnel (plastificação). Também é um indicativo disto o fraturamento da rocha nesta porção, verificado nas fotografias.

Na Figura 4-52 são apresentados os dados do BVA. Nestes resultados percebe-se uma pequena variação dos valores de  $V_p$  medidos, sendo o valor médio de 5.286m/s representativo para toda a amostragem. Neste furo não foi possível verificar uma redução nos valores de  $V_p$  junto da face do túnel, embora algum incremento no número de fraturas possa ser observado no primeiro metro.

A Figura 4-53 apresenta os resultados obtidos na BP. É evidente a grande variação nos resultados e a baixa representatividade do valor médio de  $V_p=4.055\text{m/s}$  para as amostras deste material. Analisando-se as fotografias é bastante claro que existe uma diferença de materiais ao longo de furo, embora o furo tenha sido executado quase completamente em brecha. Exceto por pequenas intercalações de material mais denso, as brechas podem ser claramente separadas em dois materiais, descritos como material 1 e material 2. Estes dois materiais são separados na Figura 4-54, onde também são indicados valores de  $V_p$  médios calculados trecho a trecho. No trecho inicial do furo fica bastante claro um decréscimo dos valores de  $V_p$  junto da face do túnel, sem uma variação do tipo de material. Este decréscimo pode ser atribuído ao dano da escavação e da redistribuição de tensões em volta do túnel.

Outro aspecto importante da amostragem de BP consiste na comparação com a amostragem realizada dos blocos. A média dos valores de  $V_p$  nos corpos de prova extraídos dos blocos ( $V_p=3.254\text{m/s}$ , Figura 4-49) é bastante próxima ao valor médio do material 2 obtido na amostragem de sonda rotativa ( $V_p=3.439\text{m/s}$ ), e a amplitude de variação dos valores tanto nas amostras obtidas dos blocos como do furo de sondagem não são muito distintas. Disto conclui-se que os blocos foram predominantemente amostrados em materiais semelhantes ao material 2 do furo de sondagem, o que é aceitável por se tratar de um material com classificação visual mais próxima de brecha do que o material 1.



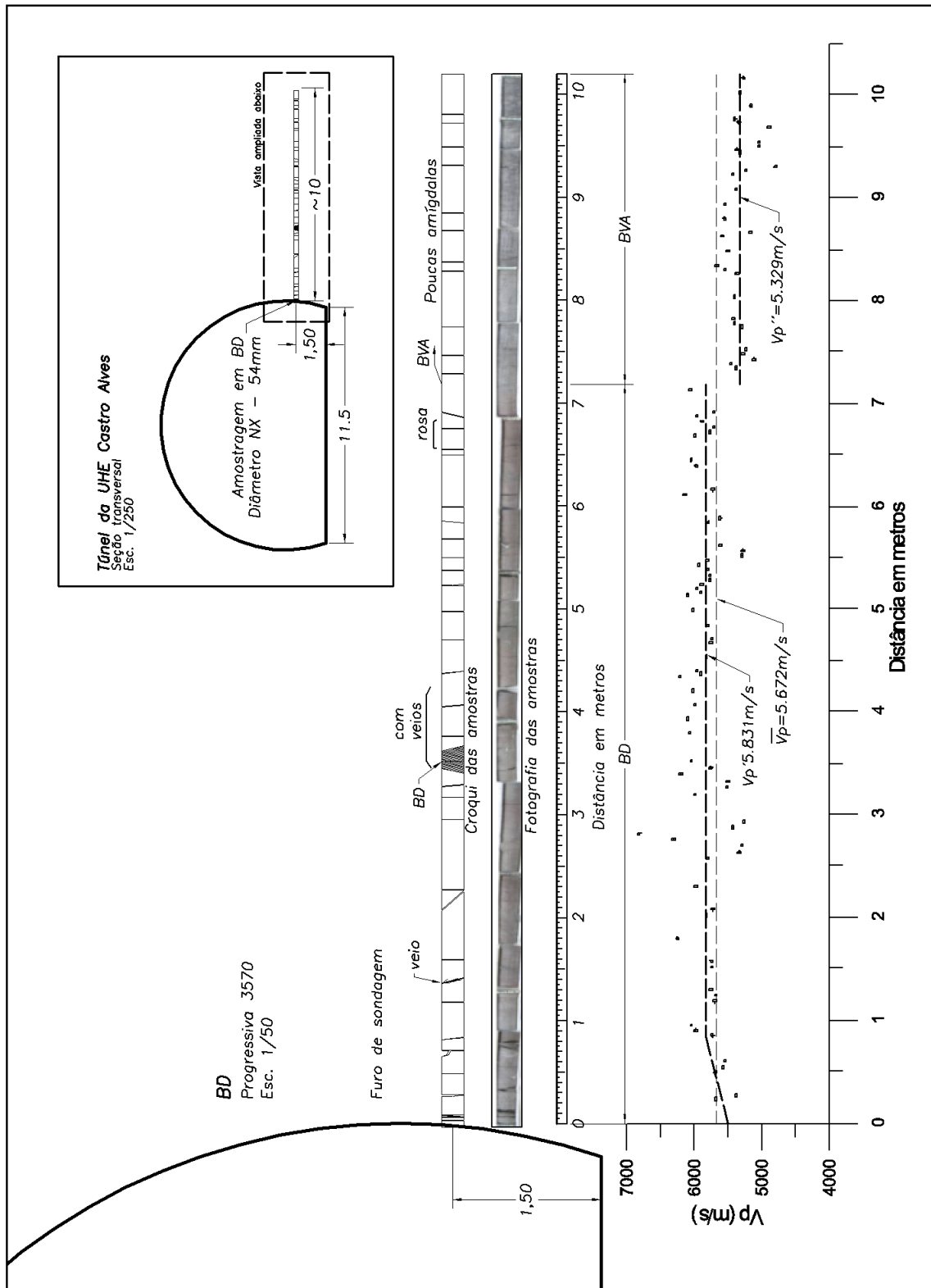


Figura 4-51: variação de  $V_p$  ao longo do testemunho de sondagem extraído do BD.

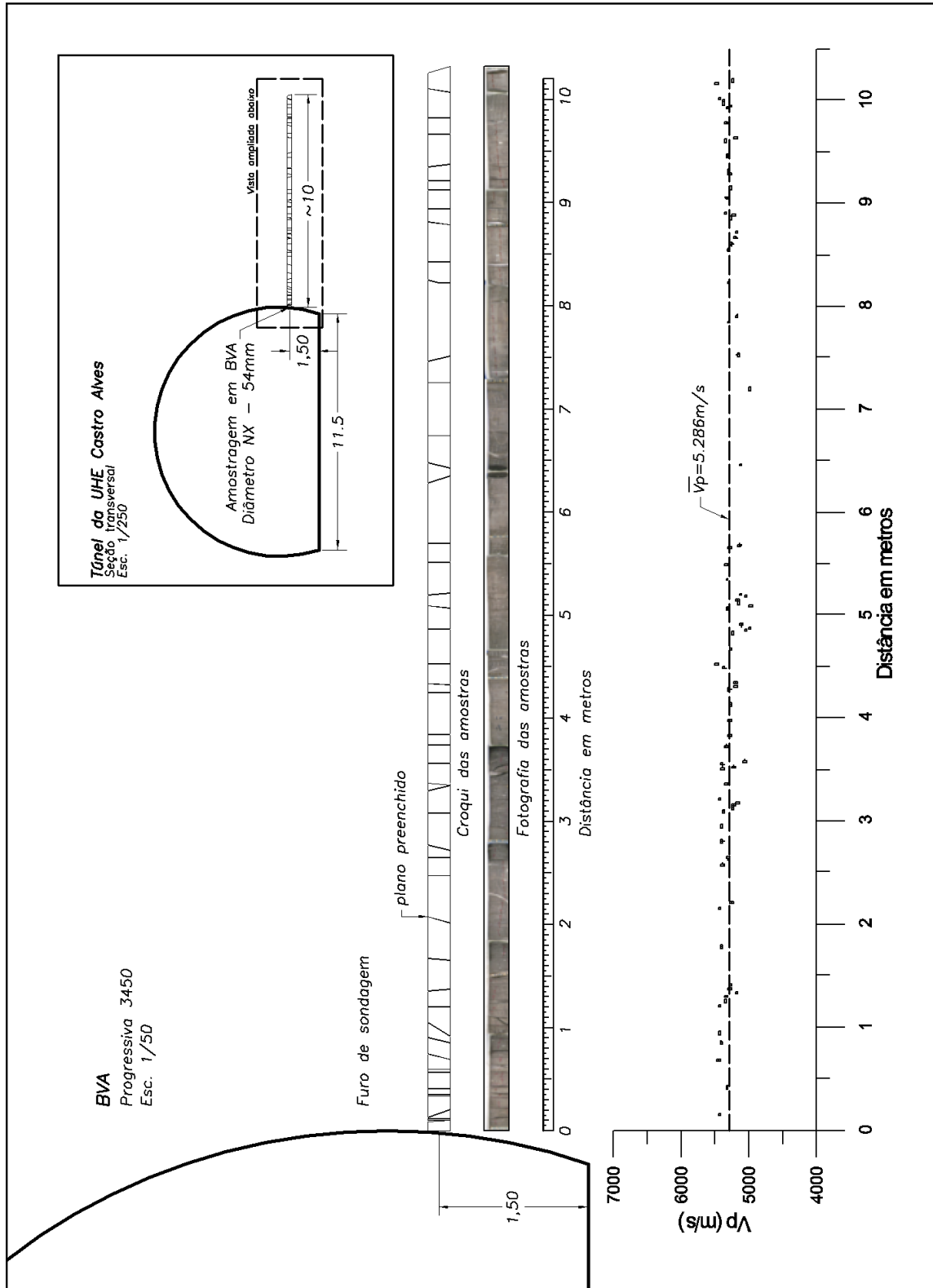


Figura 4-52: Variação de  $V_p$  ao longo do furo de sondagem para o BVA.

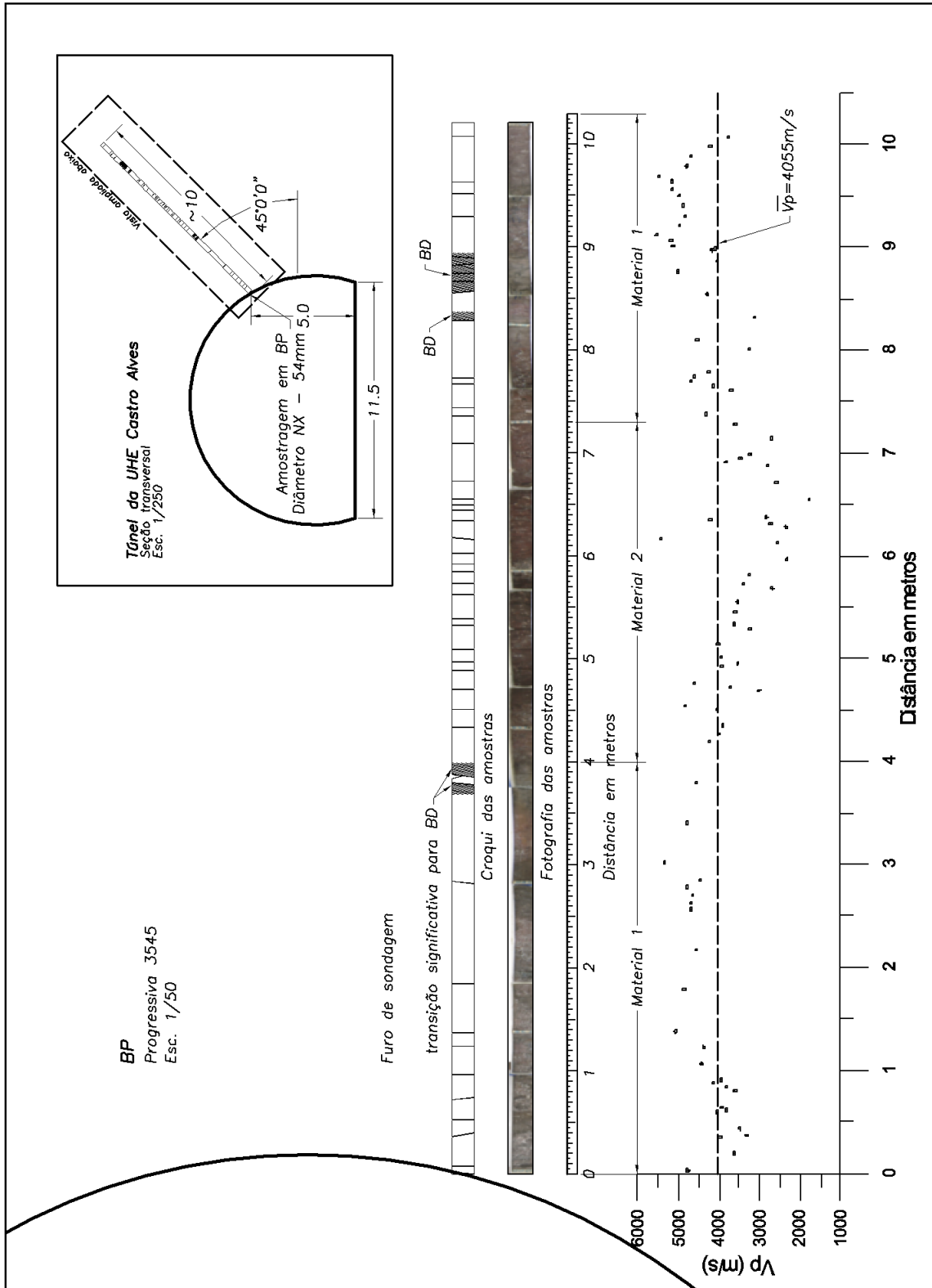


Figura 4-53: Variação de  $V_p$  ao longo do furo de sondagem em BP.

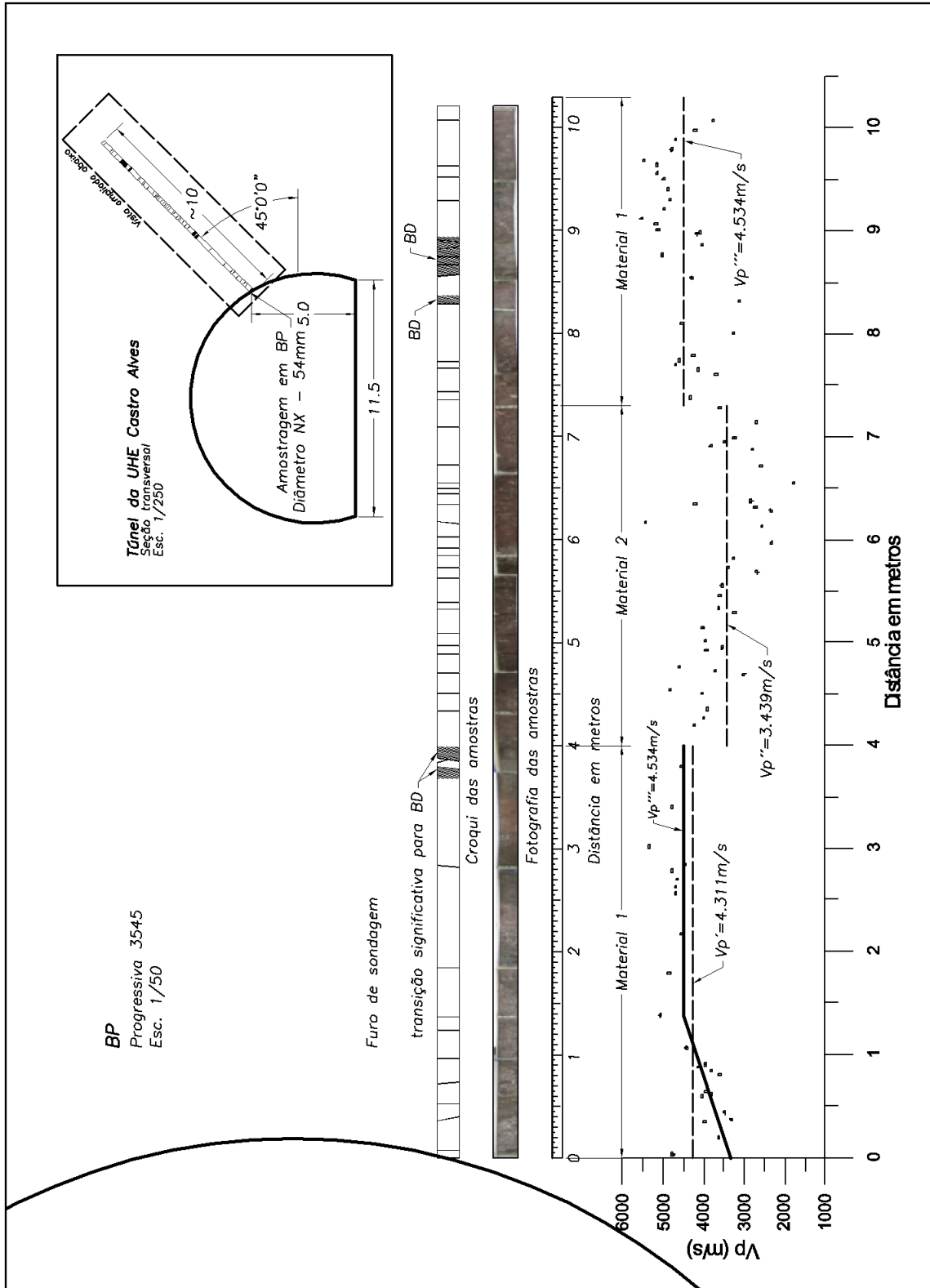


Figura 4-54: variação de  $V_p$  ao longo do furo de sondagem em BP com linhas médias ajustadas aos diferentes materiais verificados no furo de sondagem.

Também foram realizados ensaios de velocidade de propagação de ondas de cisalhamento, conforme citado anteriormente. Estes ensaios foram realizados em boa parte das amostras extraídas dos blocos e, no caso das amostras obtidas com sonda rotativa, predominantemente nos corpos de prova submetidos a ensaios de compressão simples e compressão triaxial.

São apresentadas abaixo duas tabelas com o resumo dos valores médios obtidos para cada tipo de rocha, com o cálculo das constantes elásticas para os valores médios. Estas constantes foram também determinadas para cada corpo de prova para comparação com os valores medidos nos ensaios de compressão (esta comparação será apresentada posteriormente).

Tabela 4-14: valores médios de Vp e Vs com cálculo das constantes elásticas para as amostras retiradas de blocos.

Tipo de rocha	Peso específico seco (kg/m <sup>3</sup> )	Vp médio (m/s)	Vs médio (m/s)	E sísmico (GPa)	G sísmico (GPa)	v sísmico
BD	2784	5683	4039	89,9	45,4	0,01
BVA	2621	5210	3795	70,6	37,7	0,07
BP	2126	3254	2441	21,7	12,7	0,14
BV	2142	3515	2695	24,5	15,6	0,21

Tabela 4-15: valores médios de Vp e Vs com cálculo das constantes elásticas para as amostras retiradas com sonda rotativa.

Tipo de rocha	Peso específico seco (kg/m <sup>3</sup> )	Vp médio* (m/s)	Vs médio (m/s)	E sísmico (GPa)	G sísmico (GPa)	v sísmico
BD	2784	5992	4069	98,8	46,1	0,07
BVA	2621	5309	4040	69,5	42,8	0,19
BP	2126	3306	2196	22,7	10,3	0,11

\*Valor de Vp médio entre os corpos de prova com medição tanto de Vp como de Vs.

Analisando-se os valores médios e considerando a porosidade das rochas e um valor de  $V_1^*$  de 6.750m/s as amostras poderiam ser classificadas como: BD = pouco fissurado, BVA, BP e BV = moderadamente fissurados. Entrtanto este valor de  $V_1^*$  possivelmente não seja válido

para as brechas em virtude das diferenças na composição mineral das mesmas apresentadas no capítulo 2.

#### **4.7.4 Comentários sobre os ensaios sísmicos**

Os testes realizados no início do programa experimental demonstraram que a utilização de uma pequena tensão padrão na realização dos ensaios sísmicos reduz a variabilidade dos resultados.

No que concerne à identificação dos tipos de rocha, os EVPO's se mostraram bastante claros na distinção dos diferentes tipos de rochas estudados nesta tese. Os valores característicos de velocidade de propagação de ondas, tanto de compressão como de cisalhamento, são diferentes para os BD, BVA e brechas. A demonstração mais clara deste fato pode ser observada nos desenhos apresentando as  $V_p$  medidas ao longo dos furos de sondagem, onde a inspeção visual corrobora a distinção dos materiais evidenciada pelos diferentes valores de  $V_p$  medidos.

Em relação às técnicas de amostragem, os ensaios não apresentaram diferenças significativas entre as amostras retiradas dos blocos provenientes da escavação e as amostras retiradas com sonda rotativa.

Nos conjuntos de ensaios que examinaram a variação dos valores de  $V_p$  com a aplicação de uma carga axial foi verificado que, dentro da gama de tensões adotadas: o BD não apresentou variação nos valores de  $V_p$  medida, as amostras de BVA apresentaram pequeno aumento de  $V_p$  com o aumento de carga (inferior a 3%) e as amostras de BP apresentaram aumentos expressivos, de até 20% nos valores de  $V_p$  medidos com o incremento de carga axial, sendo que os resultados possibilitam extrapolar que valores constantes de  $V_p$  devem ser obtidos acima dos 10MPa. As BV apresentaram menor variação de  $V_p$  com incremento da tensão. A relação entre o incremento de  $V_p$  e a tensão tem relação com o fechamento de fissuras durante o carregamento, onde notadamente as BP apresentam maiores vazios do que os demais materiais.

Na análise dos valores de  $V_p$  a partir da parede do túnel foi possível inferir que existe uma zona com valores de  $V_p$  reduzidos, para um mesmo tipo de rocha, nas proximidades da

escavação. Esta zona tem cerca de 1,5m de espessura na BP e cerca de 0,90m no BD. No BVA não foi possível esta identificação com base nos ensaios de  $V_p$ , entretanto nesta zona inicial ocorre um maior número de fraturas.

## 4.8 Correlações verificadas

Nesta seção serão apresentadas as correlações verificadas entre os diferentes ensaios realizados.

Primeiramente são comparados os resultados dos ensaios de velocidade de propagação de ondas com a porosidade aparente, determinada de acordo com a norma brasileira NBR 12766 – Rochas para revestimento – Determinação da massa específica aparente, porosidade aparente e absorção d'água aparente.

Tanto para  $V_p$  como  $V_s$  (Figura 4-55 e Figura 4-56) é possível verificar que ocorre uma relação inversamente proporcional entre os valores de porosidade aparente e velocidade de propagação de ondas, conforme esperado e apresentado por Fourmaintraux (1976) *apud* Goodman (1980). Entretanto, ao se comparar a relação em um mesmo tipo de rocha a tendência não é tão evidente e a dispersão é maior, como pode ser verificado ao se analisar os dados referentes a BV nestas mesmas figuras.

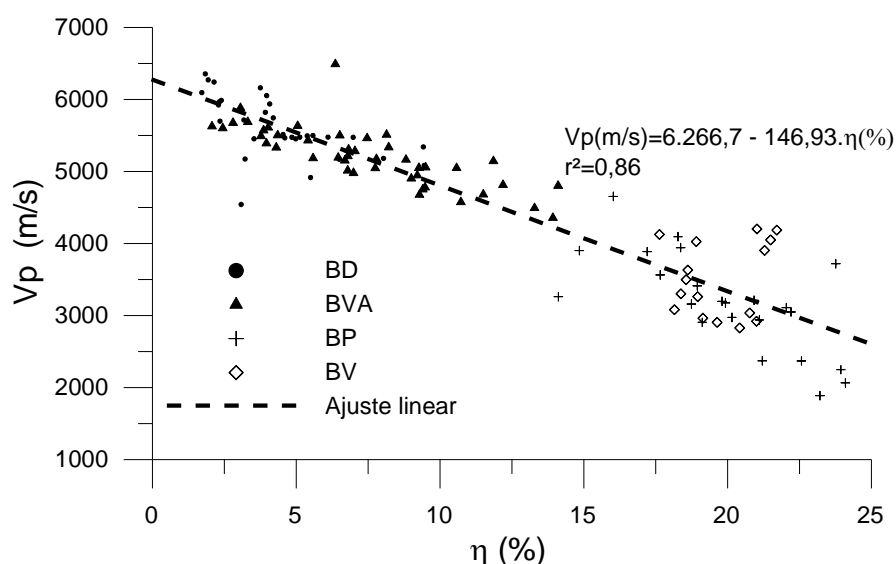


Figura 4-55: relação entre velocidade de propagação de ondas de compressão e porosidade aparente (amostras dos blocos).



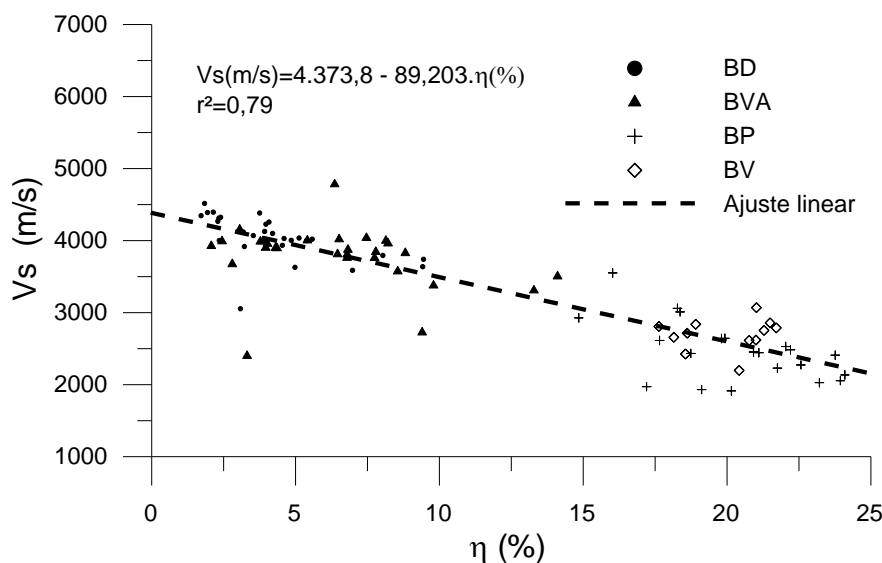


Figura 4-56: relação entre velocidade de propagação de ondas de cisalhamento e porosidade aparente (amostras dos blocos).

Como as duas propriedades são relacionadas (velocidade de propagação de ondas e densidade aparente) foi realizada a correlação entre ambas e a resistência à compressão simples, para verificação daquela que fornece a melhor correlação com os dados disponíveis.

Com base na análise dos gráficos das Figura 4-57, Figura 4-58 e Figura 4-59 é possível verificar que existem correlações entre  $V_p$ ,  $V_s$  e  $\eta$  com a RCS para as brechas. As correlações com as velocidades de propagação de ondas indicam melhores ajustes do que a correlação com a porosidade aparente. Para BD e BVA nenhuma das correlações apresenta dados satisfatórios.

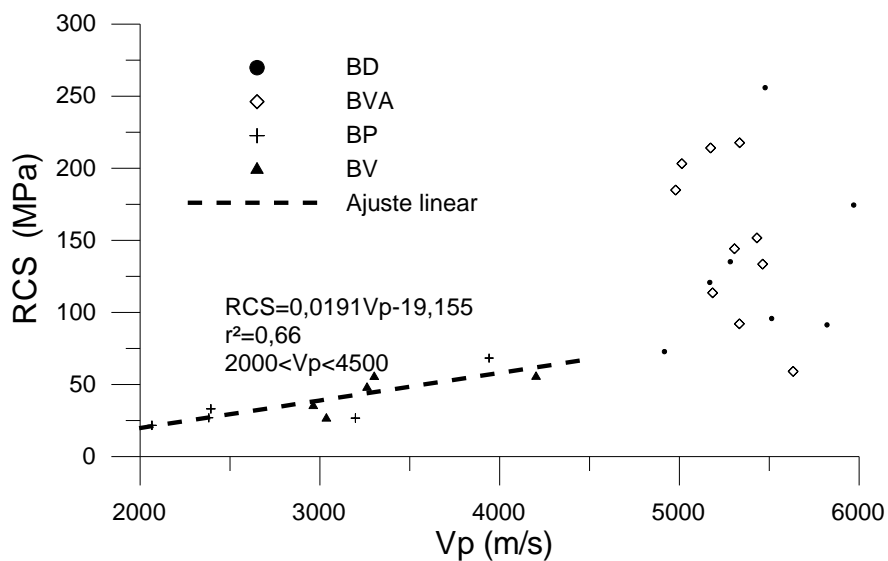


Figura 4-57: variação da resistência à compressão simples (RCS) com a velocidade de propagação de ondas de compressão.

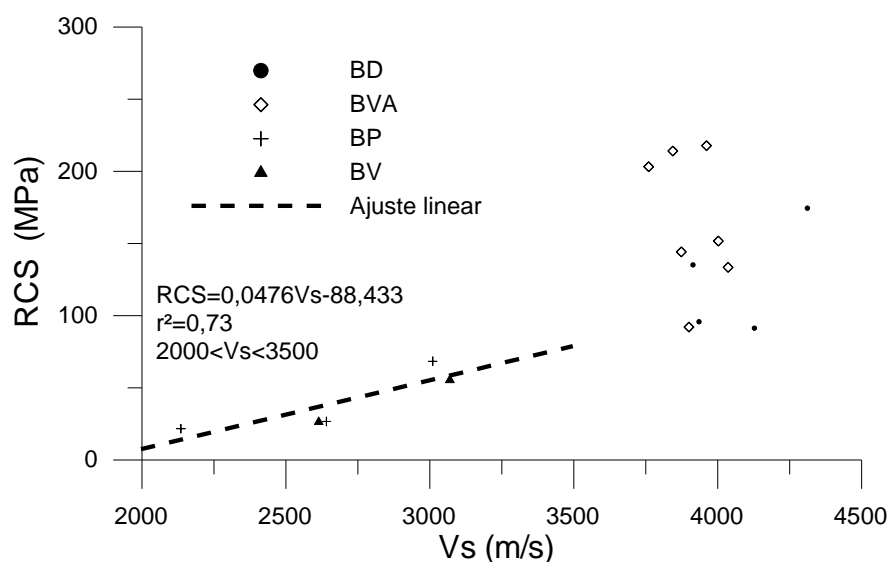


Figura 4-58: variação da resistência à compressão simples (RCS) com a velocidade de propagação de ondas de cisalhamento ( $V_s$ ).

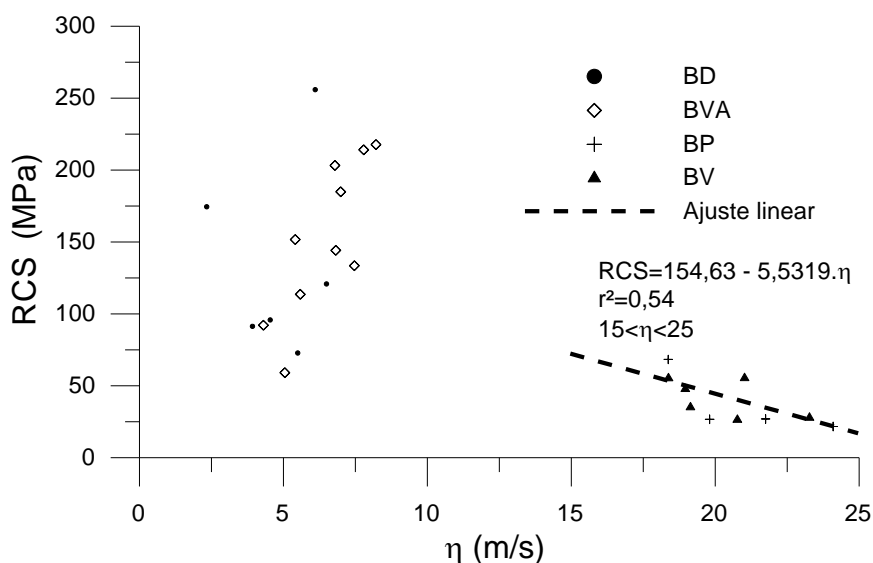


Figura 4-59: variação da resistência à compressão simples (RCS) com a porosidade aparente ( $\eta$ ).

Verificando as cinco tentativas de correlação apresentadas acima ( $V_p$  e  $V_s$  versus  $\eta$  e  $V_p$ ,  $V_s$  e  $\eta$  versus RCS) conclui-se que:

- Os BD e BVA apresentam boa correlação linear entre as velocidades de propagação de ondas e a densidade aparente. Entretanto, estes mesmos materiais não correlacionam as RCS nem com as velocidades de propagação de ondas nem com a densidade aparente;
- Para as brechas as velocidades de propagação de ondas e a densidade aparente seguem uma tendência linear, entretanto com maior dispersão do que nos ensaios com BD e BVA. Para estes materiais existe uma boa correlação entre as RCS e as velocidades de propagação. A relação entre a RCS e a densidade aparente é melhor do que a mesma correlação com os outros materiais, entretanto menos definida do que a correlação da RCS com as velocidades de propagação de ondas;
- Desta forma é possível afirmar que, para as brechas, as estimativas de RCS realizadas a partir dos valores de velocidade de propagação de ondas são melhores do que a partir das densidades dos materiais. Estas mesmas correlações foram de pouco valor para os BD e BVA.

A correlação entre os valores obtidos de índice de compressão puntiforme, determinado segundo o indicado pela ASTM, e a resistência à compressão simples média dos ensaios realizados com amostras extraídas dos blocos de sondagem são apresentadas na Figura 4-60.

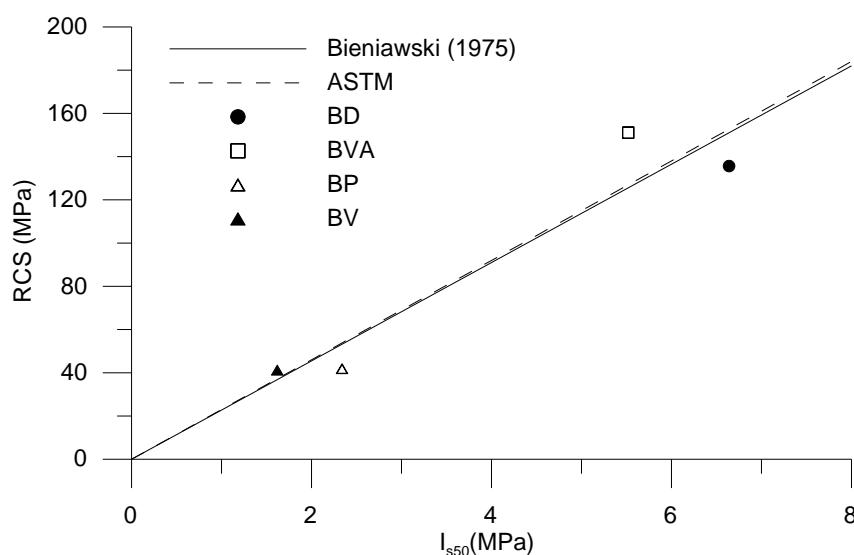


Figura 4-60: correlação entre o índice de compressão puntiforme e a resistência à compressão simples.

Conforme verificado no gráfico os valores estimados por Bieniawski e também os sugeridos pela ASTM se aproximam dos valores determinados pelos ensaios, uma vez que o índice de compressão puntiforme deve ser utilizado apenas como estimativa da resistência à compressão simples. Tanto deve ser apenas uma estimativa que, no caso em questão, as diferenças entre o valor estimado por estas correlações e o valor real determinado em ensaios ficaram entre -10% e +28%. Os valores obtidos para estimativa da RCS foram:

$$\text{BD:} \quad \sigma_c = 20,4I_{s50} \quad (4.31)$$

$$\text{BVA:} \quad \sigma_c = 27,4I_{s50} \quad (4.32)$$

$$\text{BP:} \quad \sigma_c = 18I_{s50} \quad (4.33)$$

$$\text{BV:} \quad \sigma_c = 25,5I_{s50} \quad (4.34)$$

Foram verificadas variações expressivas nos valores de módulos de deformabilidade medidos através dos diferentes ensaios realizados. A variação dos valores médios pode ser observada nas Figura 4-61 e Figura 4-62.

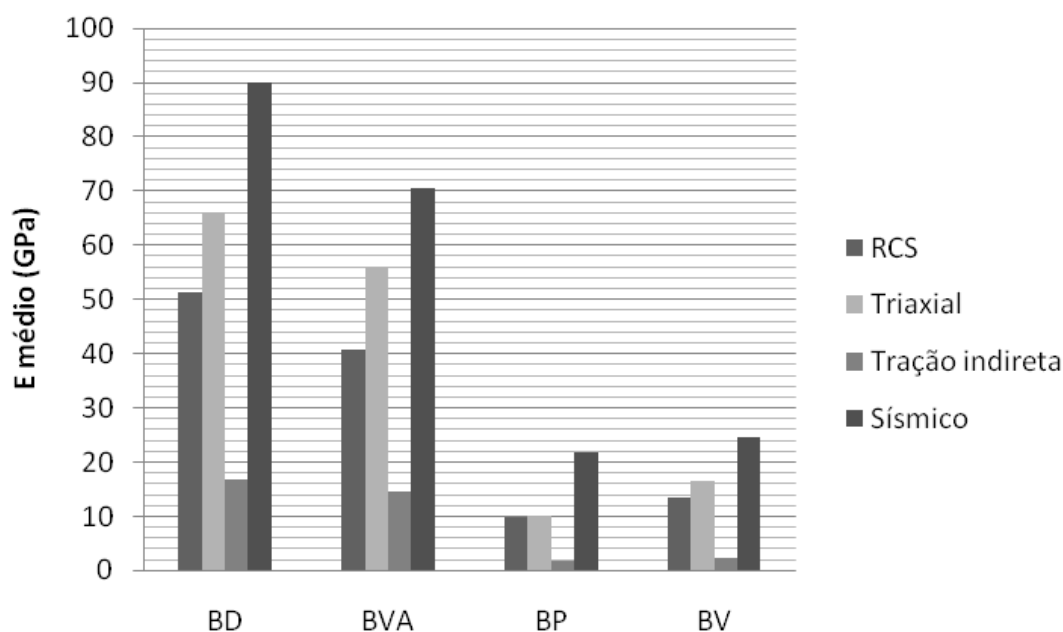


Figura 4-61: valores médios de módulos de deformabilidade, para as diferentes rochas estudadas, medidos com diferentes ensaios em amostras provenientes dos blocos.

Verifica-se uma ordem crescente de valores de módulos de deformabilidade médios medidos pelo tipo de ensaio: tração indireta, RCS, triaxial e sísmico, para todos os tipos de rochas ensaiados. O único conjunto de ensaios que mostrou alteração desta ordem foram os ensaios em BVA nas amostras obtidas das sondagens, em que os módulos medidos em RCS foram ligeiramente superiores aos valores medidos nos ensaios triaxiais.

Tomando-se como valor de referência o módulo de deformabilidade medido com o ensaio de compressão simples (ensaio mais comumente realizado em mecânica das rochas) as faixas de variação dos valores médios obtidos para os diferentes tipos de rochas e diferentes ensaios são apresentadas na Tabela 4-16.

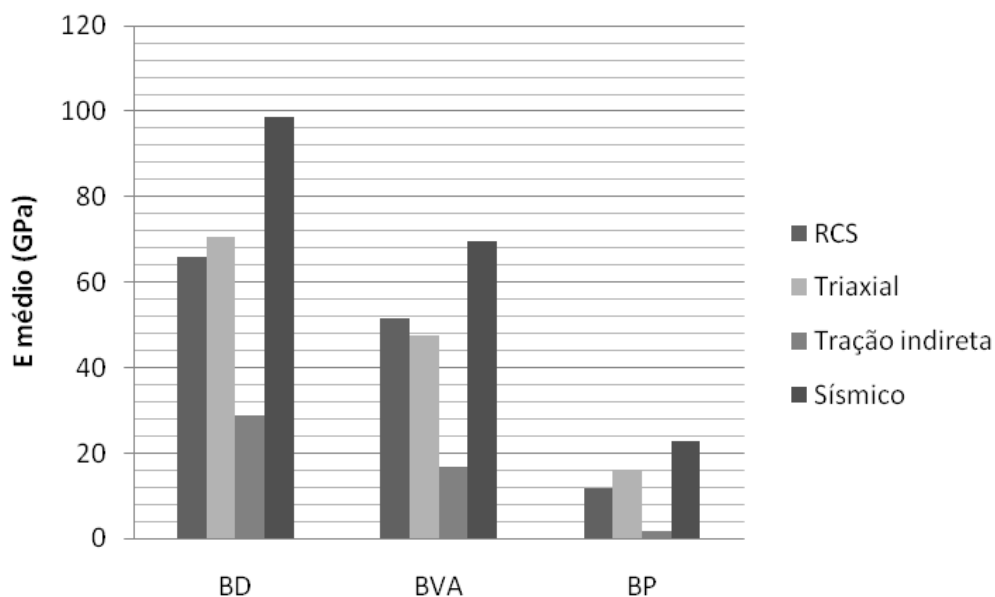


Figura 4-62: valores médios de módulos de deformabilidade, para as diferentes rochas estudadas, medidos com diferentes ensaios em amostras extraídas com sonda.

Tabela 4-16: variação percentual dos módulos de deformabilidade médios em relação aos módulos medidos em RCS.

Ensaio/tipo de rocha	Variação em relação aos módulos medidos em RCS (%).						
	BD <sub>b</sub>	BD <sub>s</sub>	BVA <sub>b</sub>	BVA <sub>s</sub>	BP <sub>b</sub>	BP <sub>s</sub>	BV <sub>b</sub>
Triaxial	+29	+7	+37	-8	+2	+38	+23
Tração indireta	-67	-67	-64	-67	-81	-84	-83
Sísmicos	+75	+49	+73	+34	+118	+92	+83

\*Sub-índice <sub>b</sub> indica amostras dos blocos e sub-índice <sub>s</sub> indica amostras provenientes das sondagens.

Observa-se que os valores médios de módulo de deformabilidade obtidos nos ensaios triaxiais são superiores aos valores obtidos em RCS (2% a 38%) com exceção dos ensaios em amostras de BVA obtidas das sondagens. Os valores de módulos estimados com base nos ensaios de tração indireta se mostraram entre 67% e 84% inferiores aos valores de módulos determinados nos ensaios de compressão simples. E os valores dos módulos determinados com base nos ensaios sísmicos foram de 34% a 118% superiores aos valores médios obtidos nos ensaios de RCS.

A obtenção de valores médios superiores nos ensaios sísmicos é comumente apresentada em mecânica das rochas e também na mecânica dos solos, sendo a mesma justificada pelo nível de deformação deste ensaio (deformações muitíssimo pequenas). Apesar disto eram esperados valores de módulos sísmicos próximos dos valores de módulos de deformação obtidos em laboratório, tendo em vista a linearidade verificada em laboratório.

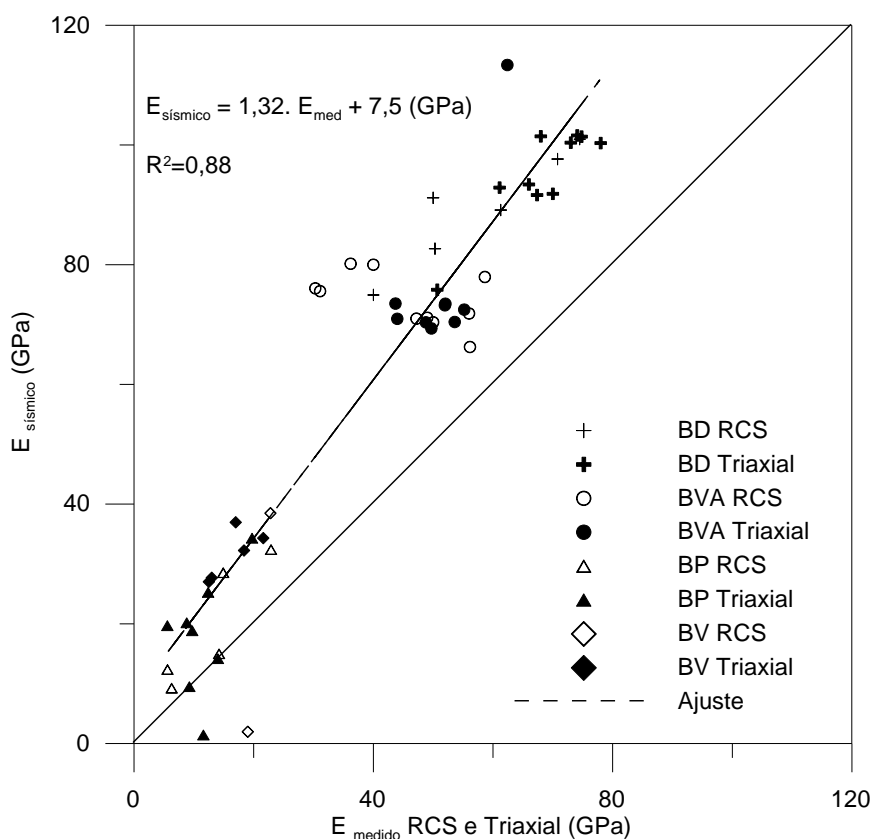


Figura 4-63: relação entre módulos medidos em ensaios sísmicos e módulos medidos em ensaios de RCS e Triaxiais.

Quanto aos ensaios de tração indireta, os resultados inferiores podem ser parcialmente justificados por possíveis deformações no acoplamento entre os pistões e a amostra. Como a medida de deslocamentos axiais era realizada diretamente entre os cabeçotes, as medidas realizadas podem ser superiores aquelas ocorridas na rocha, logo conduzindo a valores inferiores de módulos.

Nos ensaios de RCS e triaxiais foram realizadas medições de  $V_p$  e  $V_s$  em boa parte das amostras, desta forma são avaliados aqui as relações entre os módulos medidos em diferentes

ensaios. Estes resultados são apresentados no gráfico da Figura 4-63. Com base nos resultados apresentados verifica-se que pode ser realizado um ajuste linear satisfatório entre os valores obtidos com os ensaios sísmicos e de compressão simples e triaxiais, dados pela equação apresentada na mesma figura.

#### 4.9 Envoltórias de ruptura obtidas

Nesta seção serão apresentadas as envoltórias de ruptura obtidas. As envoltórias foram ajustadas à parábolas distorcidas, como preconiza o critério de ruptura de Hoek e Brown, descrito no capítulo 3.

Para este ajuste foram realizadas as regressões apresentadas por Hoek e Brown (1980), que determinam os parâmetros da rocha intacta  $m_i$  e  $s_i$ . Estas regressões são bastante simples; entretanto para o ajuste destas curvas foi utilizado o programa RocLab versão 1.031 de autoria da empresa RocScience.

As envoltórias de ruptura da rocha intacta são apresentadas separadas por tipo de rocha. Ocorreu variabilidade nos resultados dos ensaios para todos os tipos de rochas, tão maior quanto maior a variabilidade das amostras ensaiadas, determinada pelos ensaios sísmicos. O conjunto de corpos de prova com a menor amplitude de variação de  $V_p$  foram os do BVA, cujas envoltórias foram separadas pelas amostras retiradas dos blocos e das sondagens e são quase coincidentes. Para os demais tipos de rocha, quando necessário, foram determinadas envoltórias superiores, inferiores e médias, sendo as médias aquelas determinadas com todos os pontos dos ensaios.

Os valores de resistência à compressão simples utilizados no traçado das envoltórias foram os valores médios dos conjuntos de ensaios para BD e BVA e os valores obtidos com as correlações entre  $V_p$  e RCS apresentadas no item anterior para as brechas. Os valores de resistência à tração utilizados foram os valores médios para os conjuntos de ensaios realizados para cada material.



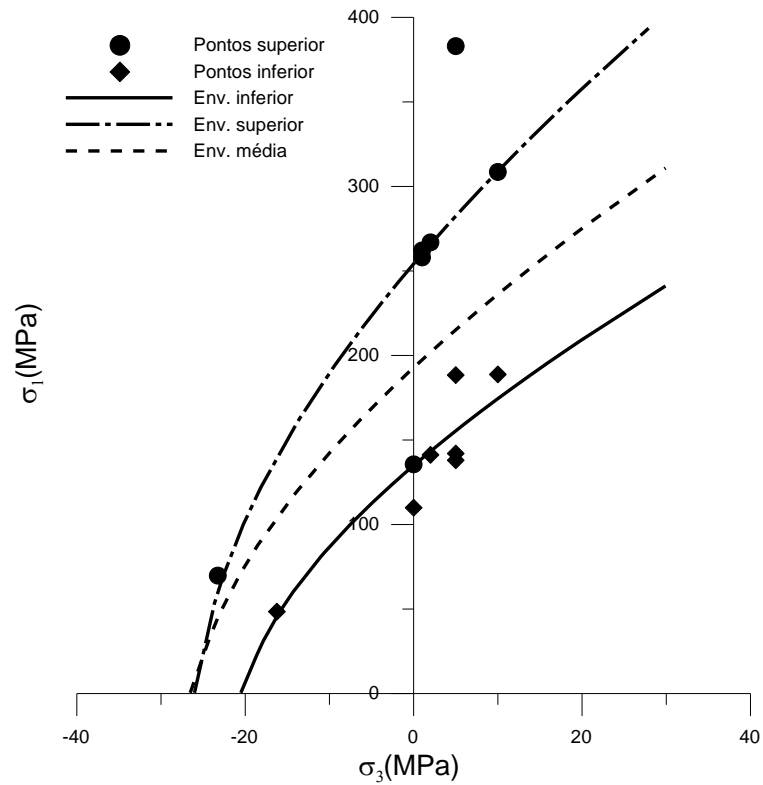


Figura 4-64: Envolvórias de ruptura para as amostras de BD.

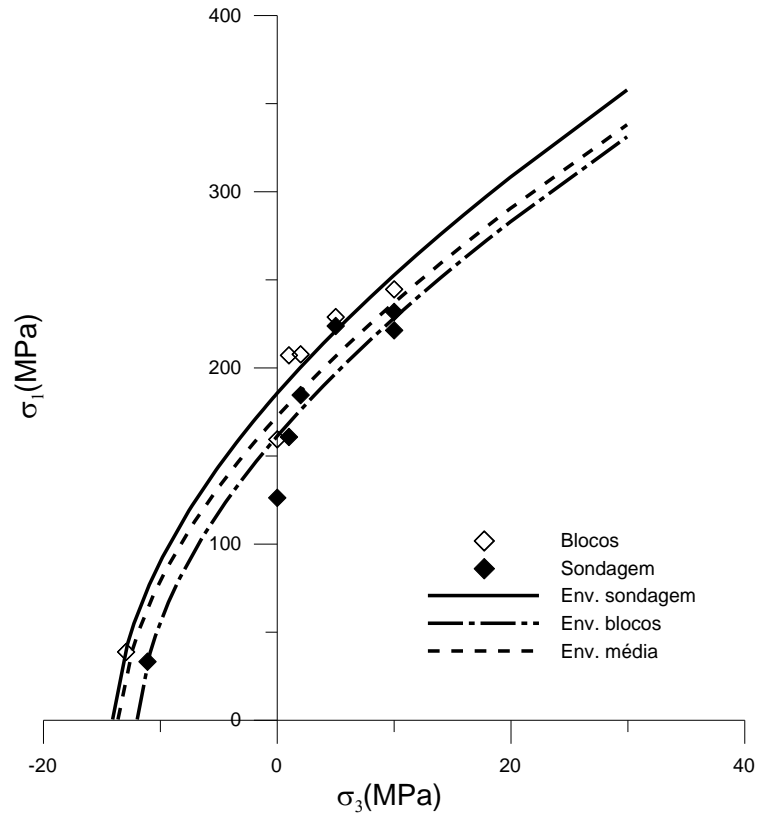


Figura 4-65: Envolvórias de ruptura para as amostras de BVA.

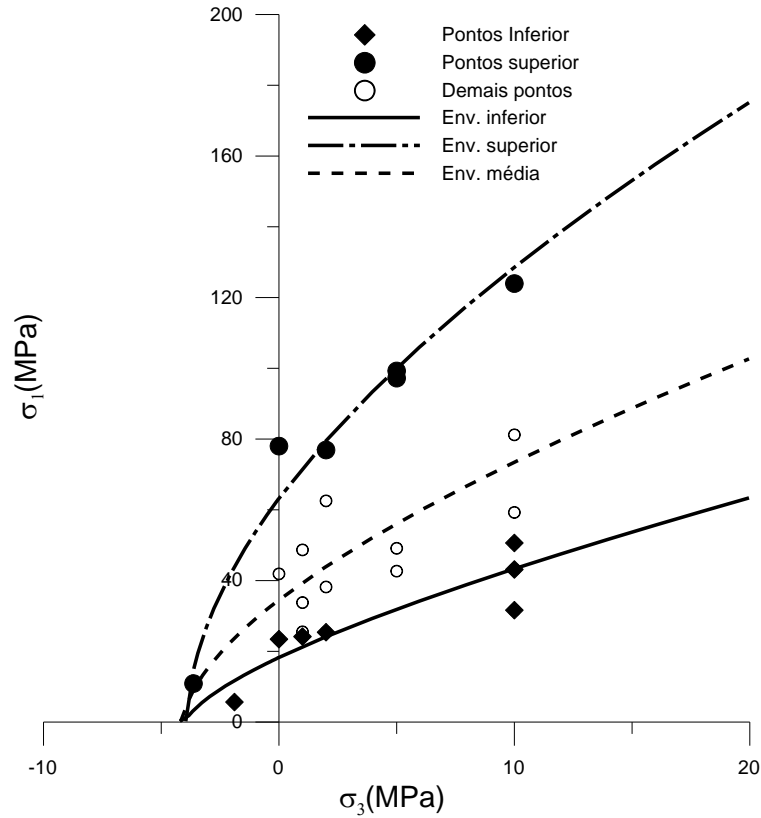


Figura 4-66: Envoltórias de ruptura para as amostras de BP.

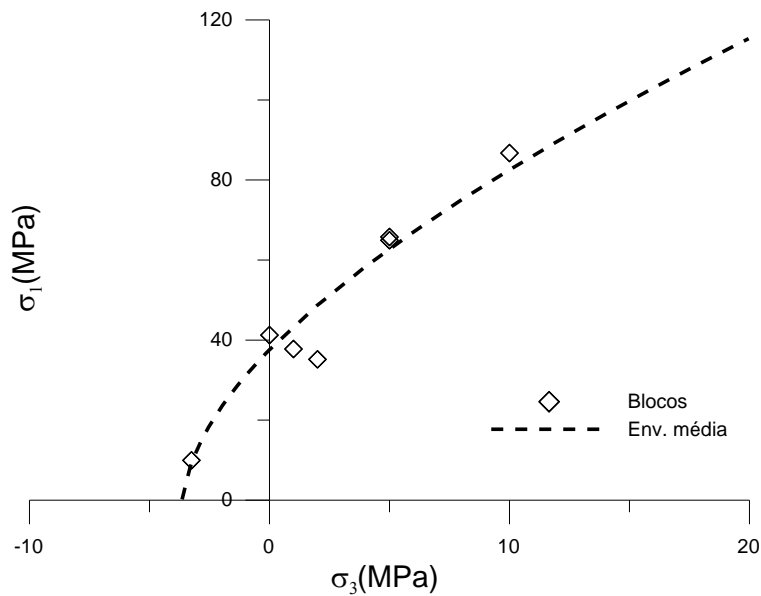


Figura 4-67: envoltória de ruptura para as amostras de BV.

As constantes da equação das envoltórias de ruptura para a rocha intacta, segundo o critério de Hoek e Brown, são apresentadas na Tabela 4-17.

Tabela 4-17: equações das envoltórias de ruptura para a rocha intacta.

Tipo de rocha	Envoltória	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$
BD	Inferior	134,08	6,563
	Média	191,92	7,258
	Superior	253,18	9,765
BVA	Inferior (sondagem)	160,306	13,464
	Média	171,61	12,658
	Superior (blocos)	184,71	13,177
BP	Inferior	17,923	4,294
	Média	34,14	8,249
	Superior	62,706	15,986
BV	Única	37,168	10,313

As envoltórias de ruptura médias para todos os tipos de rocha são apresentadas em um mesmo gráfico na Figura 4-68.

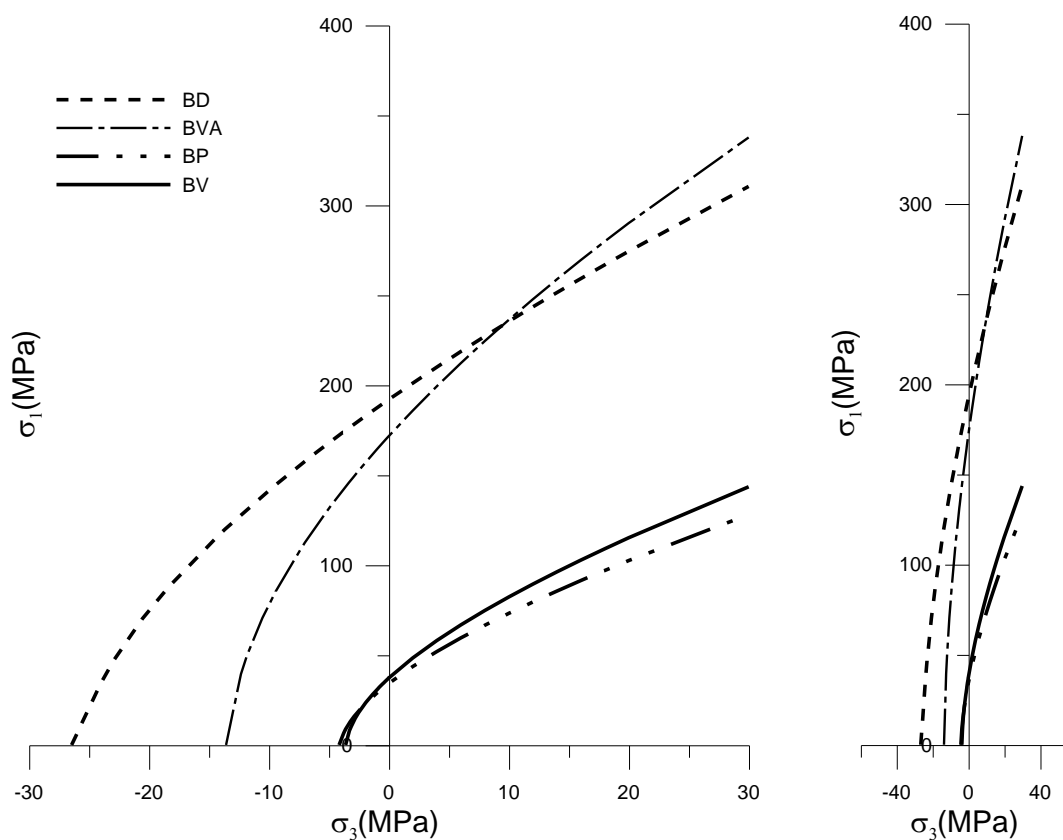


Figura 4-68: envoltórias médias de ruptura para os diferentes tipos de rocha, no lado esquerdo em escala defasada ( $1H=6,7V$ ) e no lado direito em escala real ( $1H=1V$ ).

Os valores de  $m_i$  obtidos nos conjuntos de ensaios são inferiores ao valores sugeridos para basalto por Hoek e Brown (1997) e amplamente utilizados na prática de engenharia nos projetos correntes no Brasil ( $m_i=17$ ).

## 5 Escavação subterrânea

Há séculos são executadas escavações subterrâneas com diferentes finalidades, o aumento de escala destas obras se deram com a finalidade de mineração. Estas escavações iniciaram como pequenas escavações próximas à superfície, e com o passar dos anos, devido à descoberta de minerais a maiores profundidades, foram se tornando cada vez mais profundas. Entretanto a estabilidade das escavações subterrâneas em mineração sempre teve um caráter temporário, sendo que estas escavações deveriam permanecer estáveis apenas até ser removido o minério do entorno. Desta forma os reforços empregados para estabilização das escavações subterrâneas em mineração eram sempre os mínimos possíveis e as técnicas de estabilização fundamentalmente empíricas.

Com o passar do tempo galerias subterrâneas começaram a ser escavadas, acessos a minas com necessidade de vida útil maior começaram a ser empregados e a estabilidade destes locais começou a deixar de ter um caráter temporário para assumir um caráter permanente. (Hoek e Brown, 1981)

Desta forma o projeto de escavações subterrâneas mencionado nesta tese compreende o dimensionamento dos reforços a serem empregados em uma escavação para conferir estabilidade, durante o tempo requerido em projeto.

A utilização de escavações subterrâneas na engenharia civil possui um caráter diferente da escavação subterrânea mineira, uma vez que obras civis como: túneis de rodovias, metrô, túneis de adução, galerias subterrâneas para casa de força de usinas, galerias de estocagem, etc. devem ser projetadas para vida útil de dezenas de anos ou mais.

A densificação das populações nos centros urbanos e a crescente necessidade por energia têm gerado um amplo incremento da utilização do espaço subterrâneo, através da realização de obras civis.

Nesta seção serão apresentados tópicos relacionados a escavação subterrânea, com principal foco ao projeto da UHE Castro Alves: projeto, métodos de escavação, controle e instrumentação, análises numéricas e *rockbursts*.

## 5.1 Projeto de escavações subterrâneas em rocha

Em 1946 Terzaghi propôs uma classificação de rocha para estimar cargas para serem suportadas por arcos metálicos em túneis. Esta classificação foi realizada com base na experiência deste autor com túneis ferroviários escavados nos Alpes. O conceito básico proposto por Terzaghi é que, quando o túnel é escavado, ocorre uma relaxação de tensão em uma região acima do túnel diminuindo as forças de intertravamento entre os blocos de rocha. Isto gera uma massa, cujas dimensões dependem do tipo de rocha, que deve ser suportada pelo arco construído no túnel (Hoek e Brown, 1980).

Lauffer em 1958 propôs uma classificação de rochas e enfatizou a importância dos defeitos estruturais das rochas inclusive ressaltando que deve ser evitada a construção de túneis paralelos à direção das descontinuidades. Foi também este autor que enfatizou a importância do efeito do tempo na estabilidade das aberturas subterrâneas e do vão efetivo (Hoek e Brown, 1980).

Em 1964 Deere propôs um índice quantitativo da qualidade de rochas baseado na recuperação de testemunhos de sondagem. Este índice *Rock Quality Designation* (RQD) se tornou muito útil e amplamente utilizado nos sistemas de classificação formulados posteriormente (Hoek e Brown, 1980). A definição do RQD é dada pela equação abaixo.

$$RQD(\%) = 100 \cdot \frac{L > 100mm}{L_t} \quad (5.1)$$

Onde L é o comprimento de fragmentos maior que 100mm e  $L_t$  é o comprimento total da sondagem (do avanço considerado).

Bieniawski (1974) do *South African Council for Scientific and Industrial Research* (CSIR) propôs uma classificação geomecânica baseada em cinco parâmetros básicos: resistência da rocha intacta, RQD, espaçamento entre juntas, condição das juntas e nível d'água subterrâneo. A classificação de Bieniawski corresponde ao índice RMR (*rock mass rating*) e é amplamente utilizada atualmente.

Quase que simultaneamente foi proposta a classificação geomecânica de Barton (1974) do *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI) cujo valor numérico é dado pela expressão:

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \times \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \times \left( \frac{J_w}{SRF} \right) \quad (5.2)$$

O primeiro quociente ( $RQD/J_n$ ) representa a estrutura do maciço, o segundo quociente ( $J_r/J_a$ ) representa a rugosidade e as características de atrito das juntas presentes no maciço e o último quociente ( $J_w/SRF$ ) se refere às tensões efetivas.

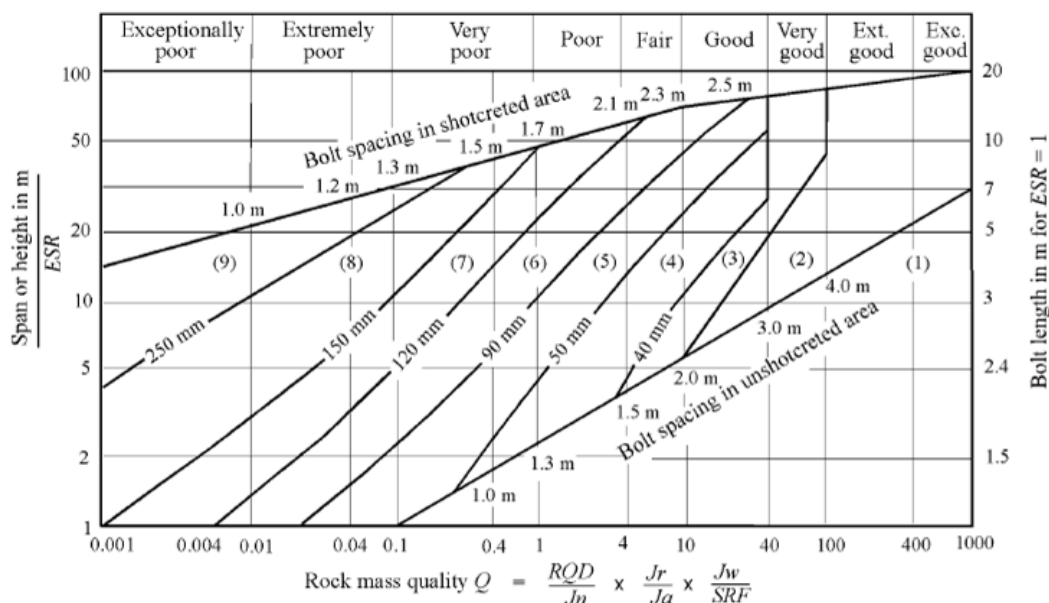
Em ambas as classificações RMR e Q, as classes do maciço são definidas com base em um valor numérico, obtido com base em determinada pontuação para cada parâmetro específico, esta pontuação é obtida através de uma tabela, onde características do maciço são enquadradas em determinadas classes.

Ambos os autores citam que seus sistemas de classificação devem ser utilizados para comparações de diferentes obras e correlação com comportamento das escavações, e que tais correlações podem servir como base para fases de projetos básicos.

Tais classificações foram atualizadas com o tempo e o número de correlações ampliadas, como por exemplo, no trabalho de Grimstad e Barton, 1993 conforme apresentado na Figura 5-1. Além destas diferentes correlações podem ser utilizadas para determinação de: vão máximo de escavação sem suporte, pressão no suporte, deformabilidade do maciço e método do faseamento executivo.

Embora os autores apresentem todas definam as classificações como ponto de partida para projetos de engenharia e como ferramenta útil para comparações de obras em diferentes locais, estas classificações são amplamente utilizadas em projetos executivos brasileiros.

No caso de dimensionamento de túneis em rocha, na execução de projetos executivos, as verificações devem ser realizadas considerando-se os efeitos de escala, assim como descrito no capítulo 3. Esta consideração consiste fundamentalmente na verificação dos problemas de estabilidade local do túnel devido a queda de blocos partimentados por fraturas pré existentes e na verificação da estabilidade do túnel como um todo, devido a nova configuração da distribuição das tensões geradas no entorno da escavação.



#### REINFORCEMENT CATEGORIES

- |   |   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>1) Unsupported</li> <li>2) Spot bolting</li> <li>3) Systematic bolting</li> <li>4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting</li> <li>6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting</li> <li>7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting</li> <li>8) Fibre reinforced shotcrete, &gt; 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting</li> <li>9) Cast concrete lining</li> </ul> |
|---|---|

Figura 5-1: tratamentos propostos de acordo com a classificação geomecânica (Grimstad e Barton, 1993)

Para a análise de queda dos blocos isolados, uma análise cinemática do sistema de fraturas juntamente com o alinhamento do túnel é suficiente para verificação da estabilidade destes blocos, embora a consideração das tensões atuantes nos planos não seja trivial pois é dependente do estado de tensões inicial e também das tensões induzidas pela escavação.

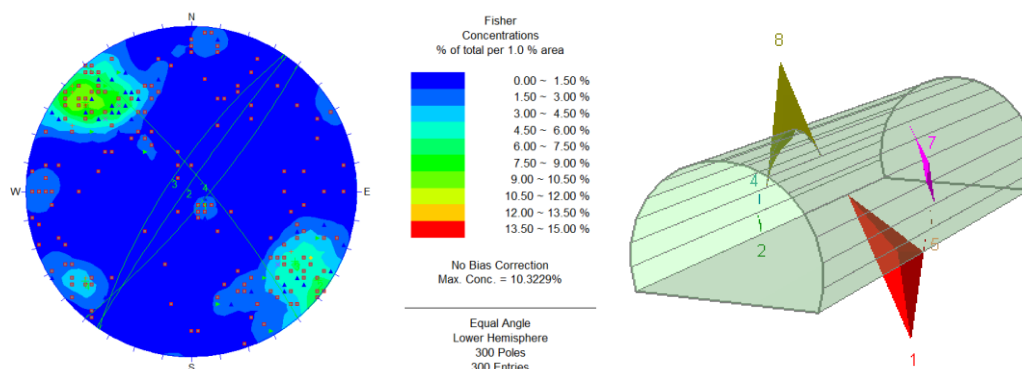


Figura 5-2: Exemplo de análise cinemática de blocos, túnel da UHE Castro Alves, todas as medidas de fraturas ao longo do trecho acompanhado nesta tese.



Por outro lado a verificação do comportamento do túnel como um todo pode ser verificada de maneira simplificada através de soluções analíticas, como no método convergência-confinamento em que, através da teoria da elasticidade, são calculadas as tensões e deformações no entorno da escavação devido o alívio de tensões gerado pela escavação, em túneis circulares. As soluções podem ainda considerar meio elástico perfeitamente plástico com soluções aproximadas nas considerações sobre plasticidade para resolução do mesmo problema. Existem diversas soluções analíticas para a verificação da convergência do maciço, como, por exemplo, a de Panet e Guenót (1982), ou as próprias equações propostas por Hoek e Brown (1980), ou Sharan (2008).

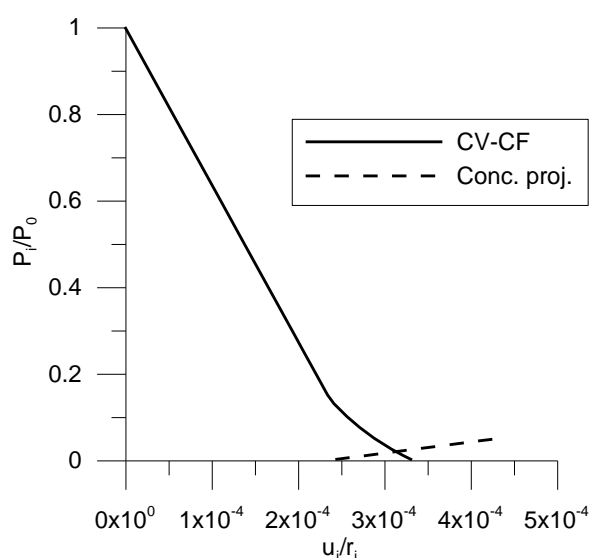


Figura 5-3: curva convergência confinamento para um túnel circular com raio equivalente ao raio do túnel da UHE Castro Alves, considerando critério de ruptura de Hoek e Brown, e parâmetros de BD com curva referente ao tratamento em concreto projetado para classe II (não considerado tempo para endurecimento do concreto projetado).

Os métodos numéricos podem ser utilizados tanto na análise de blocos como na análise do maciço como um elemento contínuo, ou ainda com estas análises combinadas, tais aspectos serão apresentados especificamente na seção 5.4.

### 5.1.1 Projeto dos tratamentos do túnel de adução da UHE Castro Alves

O projeto do túnel de adução da UHE Castro Alves foi desenvolvido, conforme relatório de projeto, com os princípios do NATM (*New Austrian Tunneling Method*), sendo que os tratamentos são designados de acordo com a classificação geomecânica do maciço. Para realização do mapeamento geomecânico foi utilizado o sistema Q (Barton, 1974).

De acordo com o valor de Q resultante do mapeamento geomecânico o maciço era enquadrado em uma das nove classes definidas em projeto. A Tabela 5-1 apresenta os tratamentos adotados em função do valor de Q.

Tabela 5-1: categorias de suporte utilizadas no túnel de adução da UHE Castro Alves.

Categoria de suporte	Índice Q	Tipo de suporte
1 e 2	>25	Autoportante – tirantes esporádicos
3	12 – 25	Tirantes a cada 2,5m mais 4cm de concreto projetado padrão.
4	3,8 – 12	Tirantes a cada 2,2m mais 5cm de concreto projetado padrão.
5	1,3 – 3,8	Tirantes a cada 1,8m mais 8 cm de concreto projetado com fibras de aço.
6 e 7	0,12 – 1,3	Tirantes a cada 1,5m mais 12 cm de concreto projetado com fibras de aço.
8	0,02 - -0,12	Tirantes a cada 1m mais 20 cm de concreto projetado com fibras de aço.
9	<0,02	Concreto convencional.

Note que as classes definidas no projeto executivo não são plenamente concordantes com as classes preconizadas pelos autores da classificação e suas revisões, isto é claro ao comparar a Tabela 5-1 com a Figura 5-1.

As figuras abaixo (Figura 5-4 até Figura 5-9) apresentam as seções típicas do túnel dependendo da classe de tratamento utilizada.

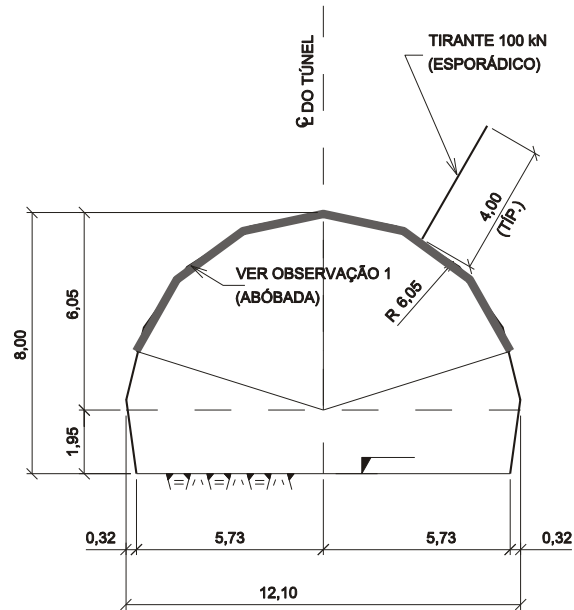


Figura 5-4: Classes 1 e 2, tratamento típico.

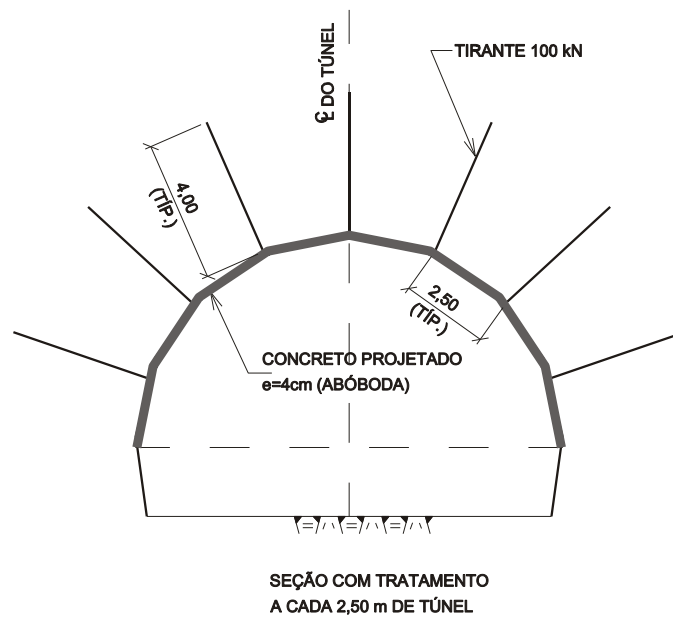


Figura 5-5: Classe 3, tratamento típico.

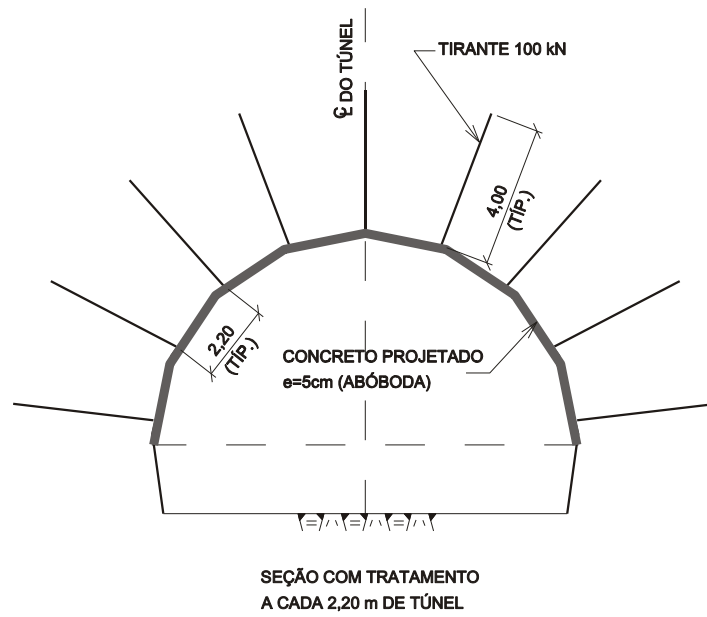


Figura 5-6: Classe 4, tratamento típico.

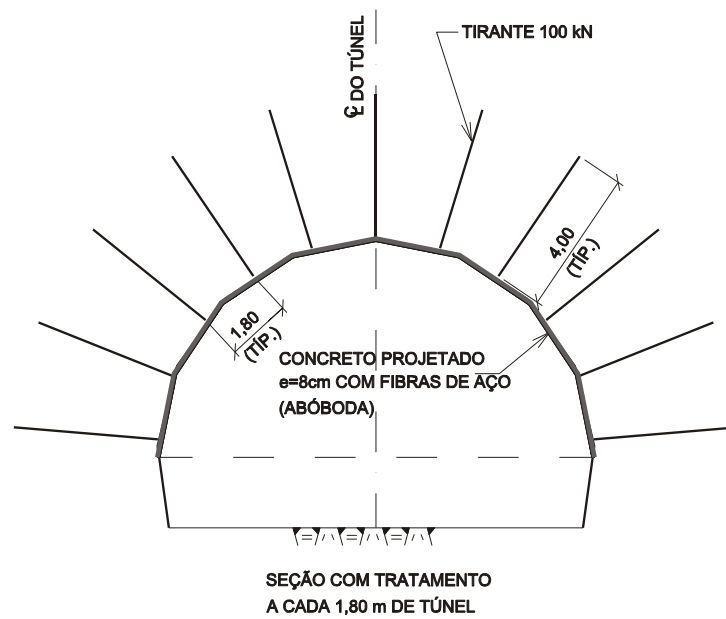


Figura 5-7: Classe 5, tratamento típico.

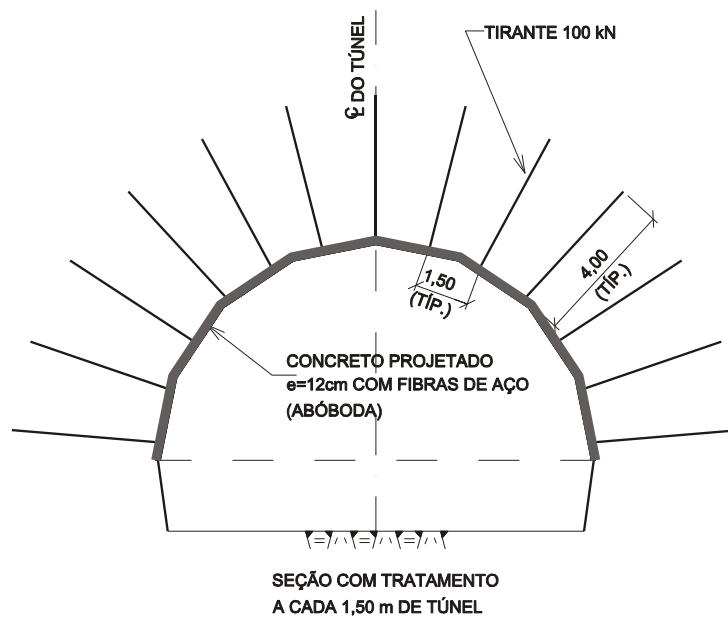


Figura 5-8: Classes 6 e 7, tratamento típico.

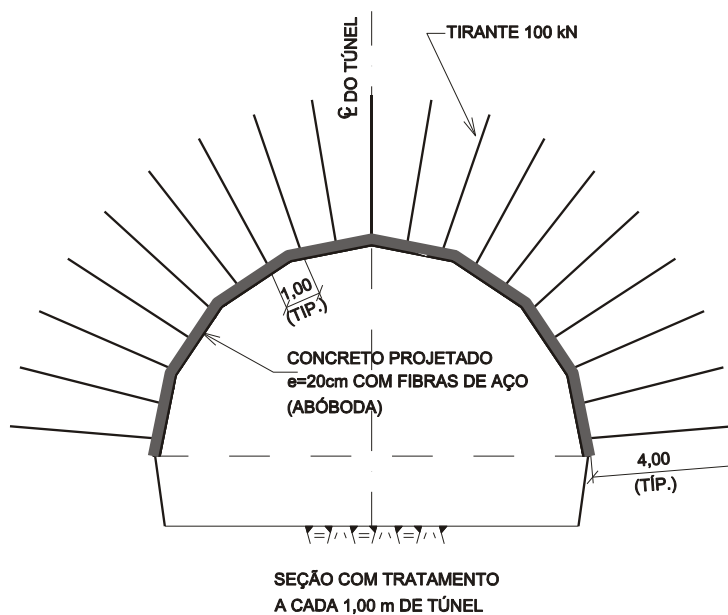


Figura 5-9: Classe 8, tratamento típico.

Por solicitação da proprietária da obra (CERAN), atendendo a indicação da junta de consultores, foi adotado como tratamento mínimo uma malha de tirantes dispostos, intercalados, com malha de 2,0m x 2,5m e 4cm de concreto projetado na abóboda (arco de

145<sup>0</sup>). Eram instaladas intercaladas uma seção com três tirantes e, afastadas longitudinalmente em 2m outra seção com dois tirantes (a cada 4m eram instalados 5 tirantes).

Este tratamento mínimo foi adotado depois de uma inspeção realizada, pela junta de consultores do consórcio, no túnel da UHE Monte Claro após aproximadamente um ano de operação. Nesta vistoria foram constatadas várias quedas de bloco da abóboda do túnel em locais onde o maciço havia sido classificado como de classe 1 e 2.

## 5.2 Métodos de escavação

Os métodos de escavação subterrânea podem ser divididos em:

1. Escavação Manual;
2. Escavação mecanizada (solos e rochas alteradas);
3. Escavação com explosivos (*drill and blast*);
4. Escavação mecanizada com tuneladoras (TBM – *tunneling boring machines*);

Pode-se dizer que, atualmente, as escavações são divididas em Escavações Mecanizadas (tuneladoras) e Escavações Mineiras, que englobam todas as outras categorias. As escavações mineiras permitem acesso à frente de escavação, o que facilita o ajuste do tratamento a diferentes condições geotécnicas e possibilita alterações da seção da escavação. As escavações mecanizadas são empregadas em seções transversais uniformes, normalmente círculos, e geralmente necessitam de condições mais homogêneas de maciços, não permitindo acesso à frente de escavação (Bernaud, 2006).

Escavações mineiras:

A escavação manual de túneis pode ser realizada apenas em solo e, atualmente, é difícil de ser justificada. Apenas para pequenas escavações que não comportam equipamentos.

A escavação com máquinas compreende a execução de túneis escavados em solo ou rocha bastante alterada. As máquinas empregadas são escavadeiras hidráulicas ou fresas para desagregação do material da frente de escavação.

Normalmente a escavação e o tratamento são realizados em nichos facilitando a estabilização do maciço de solo ou rocha alterada.

Para a escavação de rochas duras o procedimento é realizado com a utilização de explosivos (escavação a fogo). Neste tipo de escavação o ciclo de escavação compreende as etapas de perfuração, carregamento de explosivos, detonação, limpeza, desagregação de massas instáveis (“bate-choco”) e tratamento da abóboda e paredes do túnel.

Conforme apresentado por Almeida e Sousa (2005) estes procedimentos de escavação sequencial, na sua grande maioria, estão associados aos princípios sugeridos pelo chamado Novo Método Austríaco de Construção de Túneis (NATM – *New Austriac Tunnelling Method*). Os princípios gerais do NATM foram estabelecidos nas décadas de 50 e 60 com base nas experiências e inovações realizadas na execução dos túneis alpinos austríacos. Dentre os vários princípios listados pelos diferentes autores do método dois merecem ser particularmente destacados: (i) o primeiro diz respeito ao reconhecimento de que a principal componente da estrutura de suporte de um túnel é a capacidade resistente do próprio maciço e (ii) o segundo princípio geral em que o método se suporta é o da necessidade de instrumentação e da observação permanente da obra, com interpretação no menor tempo possível do comportamento do maciço para planejamento dos avanços e do suporte.

Escavações mecanizadas:

Atualmente o número de escavações mecanizadas utilizando tuneladoras (TBM) tem aumentado consideravelmente, principalmente pela alta produtividade destes equipamentos, que escavam a rocha por abrasão.

Herrenknecht e Rehm (2003) apresentam os tipos de tuneladoras existentes (*Gripper, shielded e Double-shielded TBM*), e vários exemplos de aplicação destas máquinas para escavação de túneis em rochas duras e com condições geológicas adversas, inclusive o maior túnel do mundo, Gotthardbastunnel, na Suíça.

Ozdemir e Nilsen (2003) apresentam os testes de laboratório a serem realizados para aplicação de métodos de previsão de desempenho de tuneladoras (método do *Colorado School of Mines CSM* e do *Norwegian University of Science and Technology NTNU*), além de ensaios básicos como a determinação da resistência a compressão e a tração da rocha, é dada ênfase à dureza e resistência à abertura de fissuras da rocha, a fim de estimar o desgaste dos discos de corte da tuneladora bem como o espaçamento de utilização destes.

No Brasil a utilização de TBM se encontra em fase de início, sendo utilizado principalmente em obras metroviárias, como a do metrô de São Paulo.

### **5.2.1 Apresentação do ciclo de escavação da obra**

O túnel de adução da UHE Castro Alves foi escavado utilizando o método de escavação mineira a fogo. A seguir será apresentado o ciclo de escavação utilizado no referido túnel:

1. Perfuração da abóbada para colocação dos tirantes: perfuração realizada com o equipamento Jumbo TAMROCK AXERA T10, da marca Sandvik, no teto do túnel previamente tratado com 50% da espessura de concreto projetado prevista em projeto, resultante do avanço anterior. Os furos eram de 50mm e profundidade de 4m, os chumbadores consistiam em barras de 20mm de aço CA-50 (carga de trabalho do chumbador igual a 100 kN) com placa de fixação e porca. A ancoragem da barra na rocha era realizada com resina epóxi, sendo utilizadas três “bananas” de resina de pega rápida (10min) e quatro “bananas” de resina de pega lenta. A porca era aparafusada mecanicamente, sendo normalmente aplicada uma carga de 30 kPa ou 0kPa nos locais onde haviam indícios de tensão elevada no maciço.





Figura 5-10: perfuração para colocação dos chumbadores.

2. Perfuração da frente de escavação: A frente era perfurada segundo o plano de fogo, com cerca de 115 furos com 4,5m de comprimento. Durante a perfuração da frente eram instalados os chumbadores, nos furos descritos na etapa 1.



Figura 5-11: a esquerda perfuração da frente, a direita instalação dos chumbadores durante a perfuração da frente.

3. Carga de explosivos e detonação: a carga de explosivos era realizada da seguinte forma,
  - a. Carregamento com explosivo encartuchado: (i) 13 furos de sapateira com 7 cartuchos ibgel 1 ½"x24" (total carga 68,25kg); (ii) 35 furos de contorno com 1 cartucho Ibegel 1 ½"x 24" no fundo e Cord. Detonante NP40 na extensão do furo (total carga 26,25kg); (iii) 14 furos de pilão com 8 cartuchos ibegel 1 ½"x 24"(total carga 84,00kg); (iv) 53 furos de desmonte central com 6 cartuchos Ibegel 1 ½"x 24" (total carga 238,50kg). Total de explosivo encartuchado 417 kg.

- b. Carregamento com explosivo bombeado: (i) furos de pilão = 14 furos x 6kg de explosivos (84 kg); (ii) furos de contorno = 35 furos carregados com 1 cartucho Ibgel 1 ½”x 24”no fundo e Cord. Detonante NP40 na extensão do furo (total carga 26.25kg); (iii) furos de desmonte = 53 furos x 6kg de explosivo/furo = 318kg. Total de explosivo bombeado 480kg.

O acionamento dos cordéis era realizado após completa evacuação do túnel.

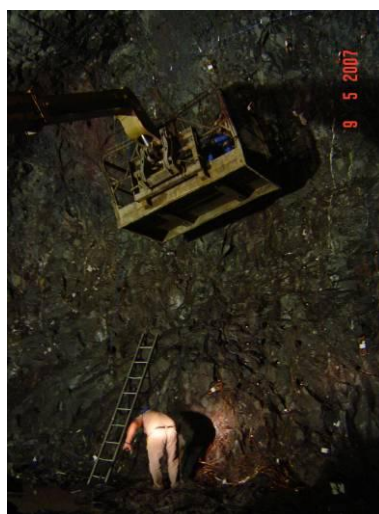


Figura 5-12:carregamento com explosivos e montagem do sistema de detonação.

4. Limpeza do túnel e remoção de blocos instáveis (bate-choco): após a detonação do túnel era dado um intervalo de 45 minutos para que o sistema de ventilação eliminasse totalmente os gases e a poeira excessiva resultante da detonação para então ser dado início à limpeza do material detonado. A limpeza era realizada com uma carregadeira hidráulica e uma frota de caminhões basculantes. O volume total de rocha removida por cada ciclo de escavação era de aproximadamente 320m<sup>3</sup>. Após realizada a limpeza do túnel era efetuado o “bate-choco” utilizando marteleto hidráulico e jato de água. O “bate-choco” tem a finalidade de soltar eventuais fragmentos rochosos que se encontram instáveis no teto e parede do túnel. Após a execução do bate choco com marteleto hidráulico era realizado o “bate-choco” manual, onde operários subiam com cesto telescópico e, utilizando alavancas, realizavam a vistoria final da ocorrência de blocos instáveis.



Figura 5-13: a esquerda bate-choco mecânico, a direita bate-choco manual.

5. Aplicação de concreto projetado: após preparação da superfície da rocha para execução do tratamento (bate-choco), era efetuado o lançamento do concreto projetado. Nesta fase era aplicado concreto projetado para completar a espessura faltante no avanço anterior (onde haviam sido instalados os tirantes) e os 50% de espessura inicial sobre a rocha recém escavada. A aplicação do concreto projetado era aplicada com robô, por via seca.



Figura 5-14: aplicação do concreto projetado.

O tempo total de ciclo era aproximadamente um turno (12 horas), e o avanço resultante de um ciclo era, na média, de 4,20m. Desta forma o ritmo normal da obra era de dois avanços por dia, por frente de escavação, o que resultava em aproximadamente 16,8m de túneis escavados por dia.

Na região central do túnel, onde o maciço era de boa qualidade (classe 1 e 2) e as equipes de execução e projeto já haviam adquirido bastante experiência e familiaridade com as

condicionantes locais, eram liberados dois avanços de escavação sem necessariamente serem executados os tratamentos do túnel. Nestas condições o ciclo de escavação era um pouco diferente do apresentado acima e a ordem de execução dependia bastante da disponibilidade de equipamentos e necessidades de serviços adicionais, como instalação de ventilação e redes de água e energia.

### 5.3 Controle e instrumentação

Tendo em vista os métodos de projeto baseados em desempenho (NATM) a medida dos deslocamentos, ou da estabilização destes, é fundamental na execução de túneis.

Conforme Almeida e Sousa (2005) a observação da obra deve ser planejada atendendo as condições de projeto, tanto técnica como contratual, e executada através da medida de grandezas que consigam traduzir o comportamento real da estrutura, tendo como principal objetivos:

- Avaliar a segurança, quer no que concerne à estabilidade da frente, quer das edificações e instalações existente na vizinhança;
- Comparar as hipóteses de projeto (modelos de cálculo e parâmetros geotécnicos utilizados) com o comportamento observado;
- Extrapolar do comportamento observado em seções escavadas para seções não escavadas, permitindo, quando for o caso, modificar os métodos construtivos e as soluções estruturais adotadas em função do comportamento real do maciço, num processo interativo de otimização da concepção da obra;
- Contribuir para o avanço dos conhecimentos, quer através de uma melhor compreensão dos fenômenos envolvidos, quer pela avaliação da eficácia de novas tecnologias e técnicas de construção eventualmente empregues.

O próprio mapeamento geológico consiste em registro de informação importante para observação dos túneis escavados, sendo de grande importância o conhecimento dos parâmetros geotécnicos dos diferentes tipos de materiais geotécnicos envolvidos na escavação

dos túneis. Desta forma a execução de ensaios de campo e laboratório consistem em ferramentas importantes no processo de entendimento do comportamento destas escavações.

Quanto ao comportamento estrutural a instrumentação é focada basicamente na medição dos deslocamentos ocorridos nas paredes dos túneis e também no entorno do mesmo (superfície no caso de túneis rasos) e também na medida de esforços atuantes nos reforços adotados.

Os resultados da instrumentação devem realimentar o projeto, fazendo-se sempre os ajustes ou otimizações necessários. Normalmente definem-se níveis de alerta de deslocamento para os pontos instrumentados, quando então devem ser tomadas medidas específicas para estabilização do túnel.

Neste item será apresentada a instrumentação realizada no túnel da UHE Castro Alves.

### **5.3.1 Apresentação da instrumentação adotada no túnel de adução da UHE Castro Alves**

Nas escavações subterrâneas da UHE Castro Alves a instrumentação dos túneis foi realizada através de medidas de convergência. Ao todo foram instaladas 117 seções de instrumentação no túnel de adução da UHE Castro Alves.

A instrumentação típica era composta por 4 pinos, conforme apresentado na Figura 5-15, entretanto durante o período de acompanhamento das obras foram instaladas algumas seções com 5 pinos adicionando um pino de instrumentação na abóboda. Quatro seções foram instaladas com 5 pinos, entretanto devido a problemas técnicos apenas 3 mantiveram-se válidas durante o período de monitoramento. As leituras do pino instalado na abóboda não podia ser realizada por muito tempo, uma vez que quando a rede de ventilação avançava até o local de instalação da seção o pino ficava inacessível.

O procedimento de realização das leituras era realizado em conformidade com a instrução de trabalho interno da empreiteira (CER IT/1656), que é sucintamente resumida abaixo:

- O equipamento utilizado foi o medidor de convergência MSI-MC-2000, destinado a medida precisa de alongamento por meio de fio de invar. No medidor de convergência

a medida da tensão no fio é realizada através de um dinamômetro preciso, juntamente com a medida de alongamento.

- Antes da realização da leitura era realizada a calibração do instrumento utilizando tripé e a massa padrão de 8kg. Após ajustar a tensão padrão do fio, era então realizada a calibração do deslocamento, zerando-se o medidor e anotando-se a temperatura ambiente no momento da calibração. As calibrações eram realizadas antes e depois das leituras.
- Os pinos de medida de convergência, fixados no desenvolvimento do túnel, eram também cadastrados pela equipe de topografia, utilizando equipamento de estação total.
- Os fios de invar eram preparados para cada seção de leitura, com comprimentos compatíveis com as mesmas. Eram utilizados alongadores com comprimentos variáveis de 5 a 100cm, entretanto o uso dos mesmos era evitado ao máximo e nunca mais de três alongadores para uma mesma seção.
- Eram calculados os deslocamentos totais desde a primeira leitura, para este cálculo eram aplicadas as correções de temperatura e eventuais alteração entre a calibração inicial e diária do equipamento.
- A referida instrução de trabalho ainda indicava a periodicidade de leitura e os limites de deslocamento para os quais estas deveriam ser alteradas. Como esta periodicidade foi alterada nas seções de interesse para esta tese, as mesmas não serão reproduzidas aqui.

Todas as seções foram inseridas no SIG montado nesta tese de doutorado e podem ser classificadas quanto aos deslocamentos máximos verificados em cada um dos fios de controle, por exemplo. Na Figura 5-16 são apresentadas todas as seções de instrumentação instaladas no túnel da UHE Castro Alves. Estas seções estão classificadas pelo deslocamento na distância AB das diferentes seções (o valor negativo significa convergência e valor positivo significa divergência). Na Figura 5-17 as seções de instrumentação foram classificadas pela

soma dos valores absolutos de deslocamento verificados nas diferentes “cordas” utilizadas na instrumentação do túnel.

Verifica-se na Figura 5-17 que a maior parte das seções possui valor do somatório de deslocamentos inferior a 5mm. Cabe ressaltar que, normalmente, as instalações das seções de instrumentação ocorriam atrás da posição de trabalho do equipamento Jumbo, a fim de não interferir nos procedimentos executivos. Esta distância variava entre 10m e 15m da frente de escavação, às vezes valores maiores, como 30m, também ocorriam. O interesse do construtor é o de verificar apenas se o tratamento atendeu à expectativa de estabilizar as deformações; esta é a prática comum embora a especificação de serviço preveja que a instalação ocorra após a limpeza do avanço, ou seja a, no máximo, aproximadamente 4m da frente, o que seria de fato mais apropriado.

Durante o acompanhamento da obra foram realizados esforços para instalar seções o mais próximo possível da frente de escavação. Isto pode ser realizado, mas, infelizmente, em um número pequeno de seções. As análises numéricas serão focadas nas seções onde foi possível a instalação próxima da frente de escavação e com cinco pinos, o que resultou na escolha das seções das progressivas 3652 e 3752 para comparação do desempenho real *versus* numérico do túnel em questão.

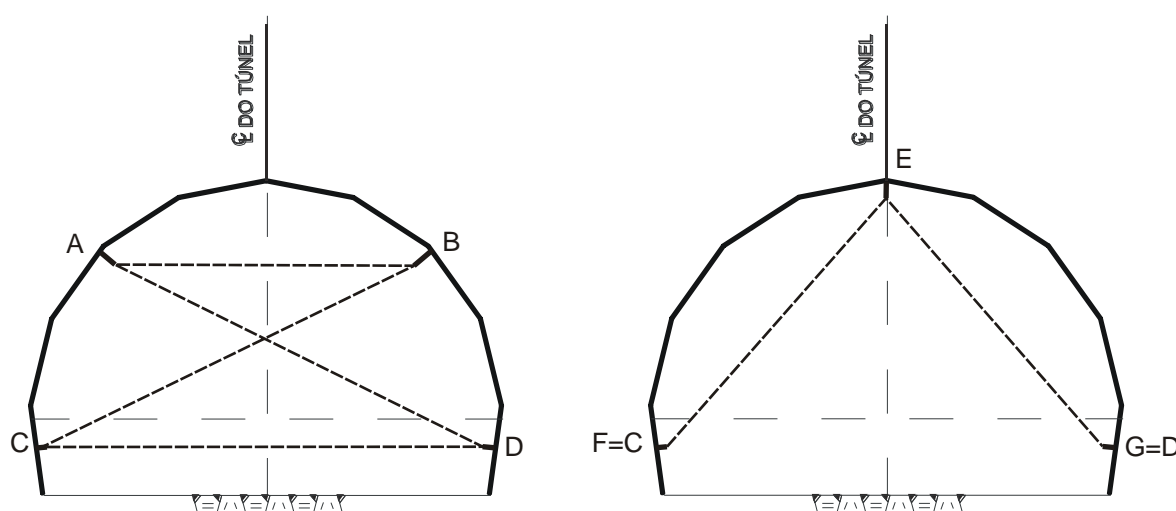


Figura 5-15: Medidas de convergência realizadas, utilizando a nomenclatura da obra.

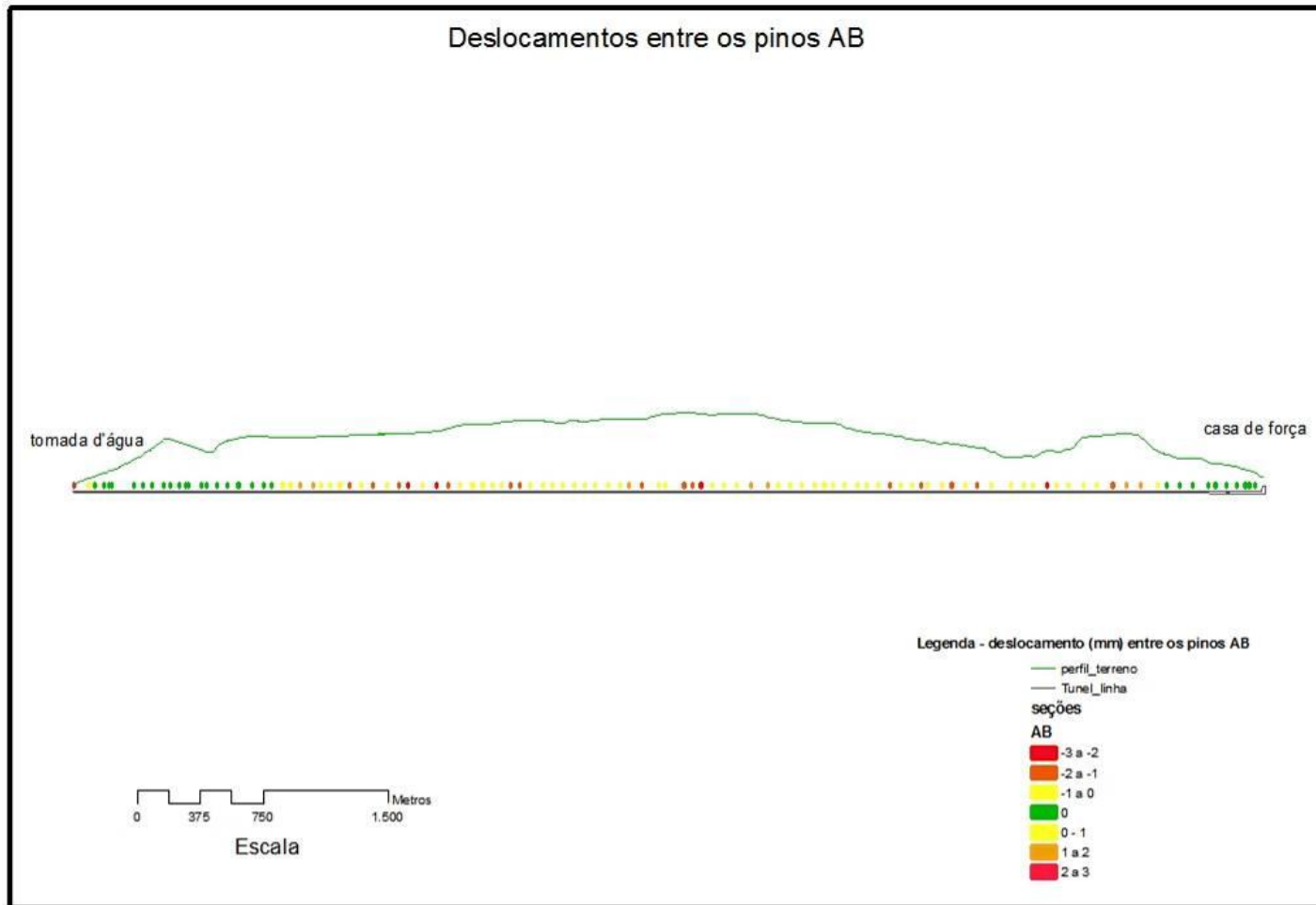


Figura 5-16: seções de instrumentação instaladas no túnel da UHE Castro Alves, classificadas quanto ao deslocamento na medida AB.



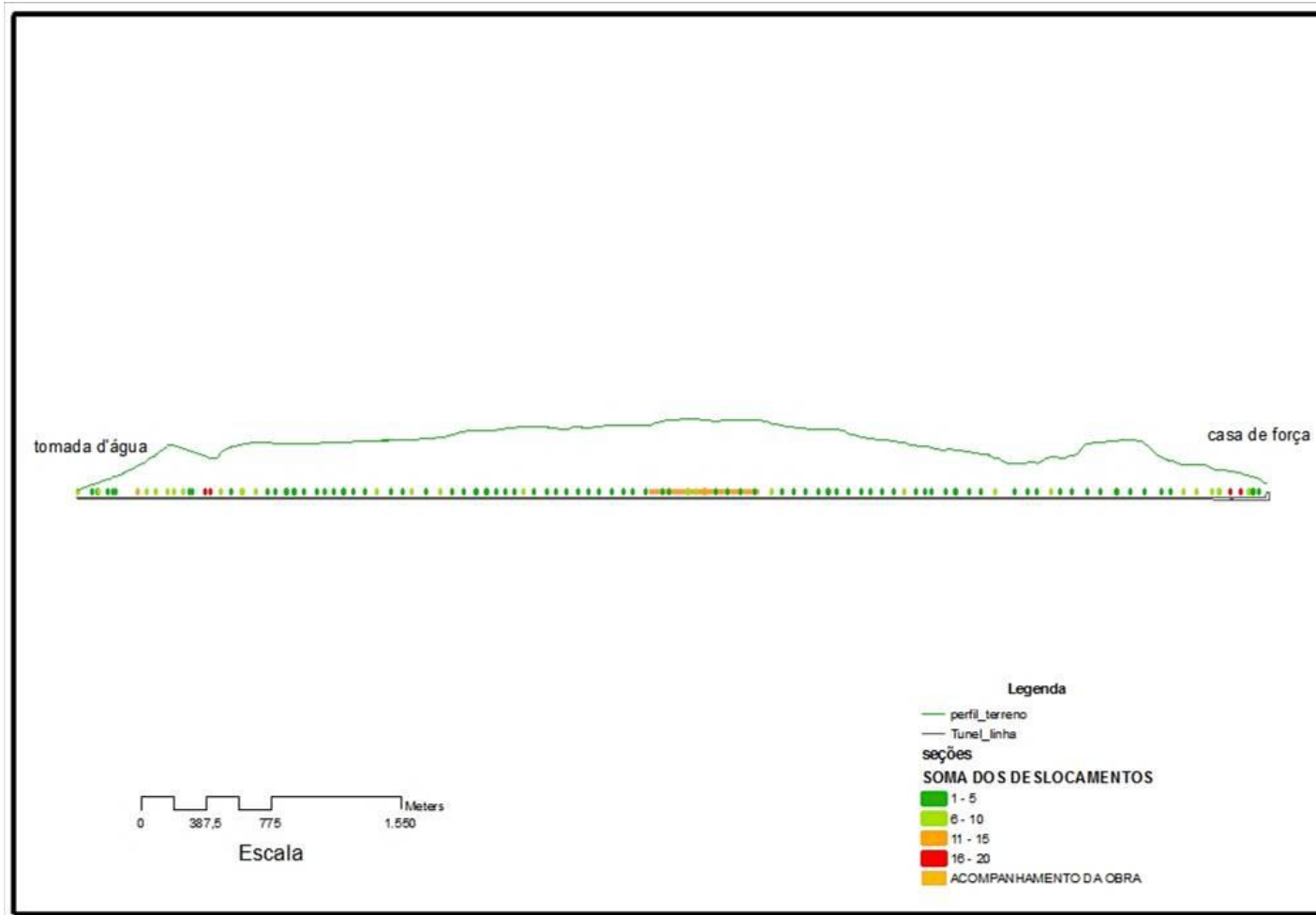


Figura 5-17: Seções de instrumentação classificadas pelo somatório dos valores absolutos dos deslocamentos medidos.

A Figura 5-18 apresenta uma fotografia da execução de leituras de convergência dentro do túnel de adução da UHE Castro Alves e a Figura 5-19 apresenta a seção transversal do túnel com os 5 pontos de medida de convergência, e a nomenclatura dos mesmos.



Figura 5-18: Execução de leitura de convergência no túnel de adução da UHE Castro Alves.

Os deslocamentos verificados nas duas seções de instrumentação que serão utilizadas para comparação com os resultados numéricos são apresentados nas Figura 5-20 e Figura 5-21. A Figura 5-22 apresenta o posicionamento destas seções sobre o mapeamento geológico.

As medidas de convergência verificadas na obra eram sempre apresentadas em gráficos de deslocamento versus data; para apresentação nesta tese os gráficos foram traçados apresentando deslocamentos versus distância da frente de escavação, o que torna mais fácil a compração com os resultados numéricos apresentados adiante.

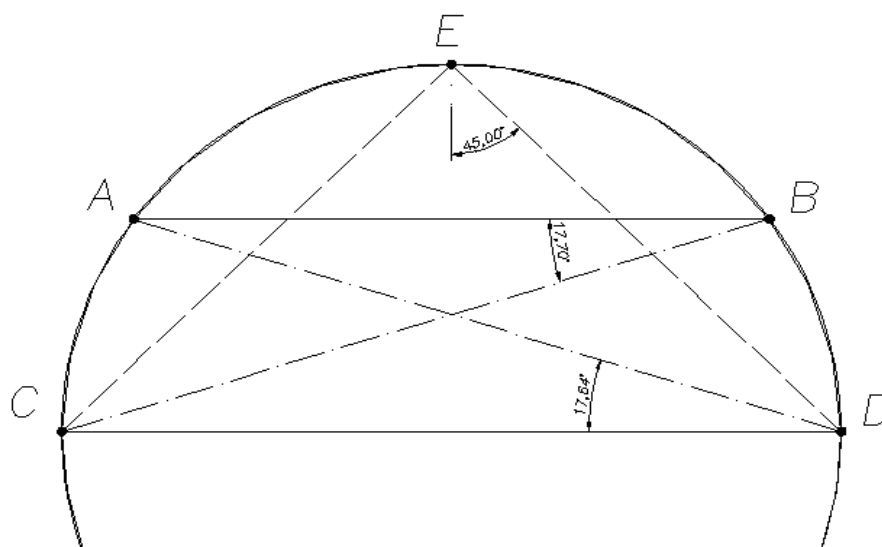


Figura 5-19: Posição final dos pinos de instrumentação, utilizando a nomenclatura final da tese.

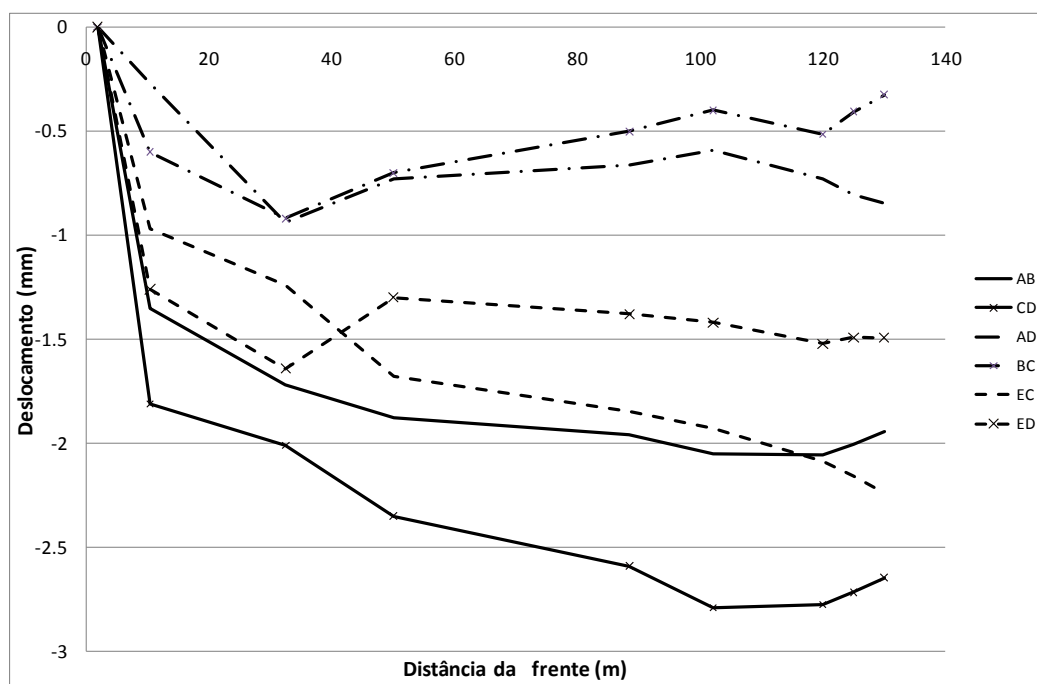


Figura 5-20: resultados das medidas de convergência da regressiva 3652.

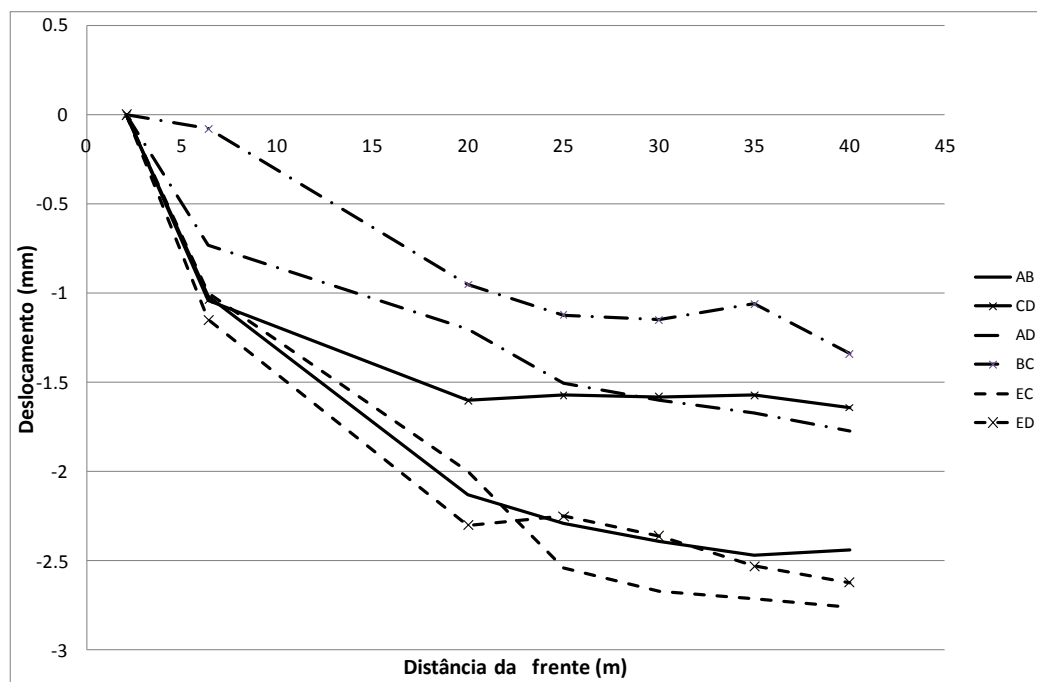


Figura 5-21: resultado das medidas de convergência da regressiva 3752.

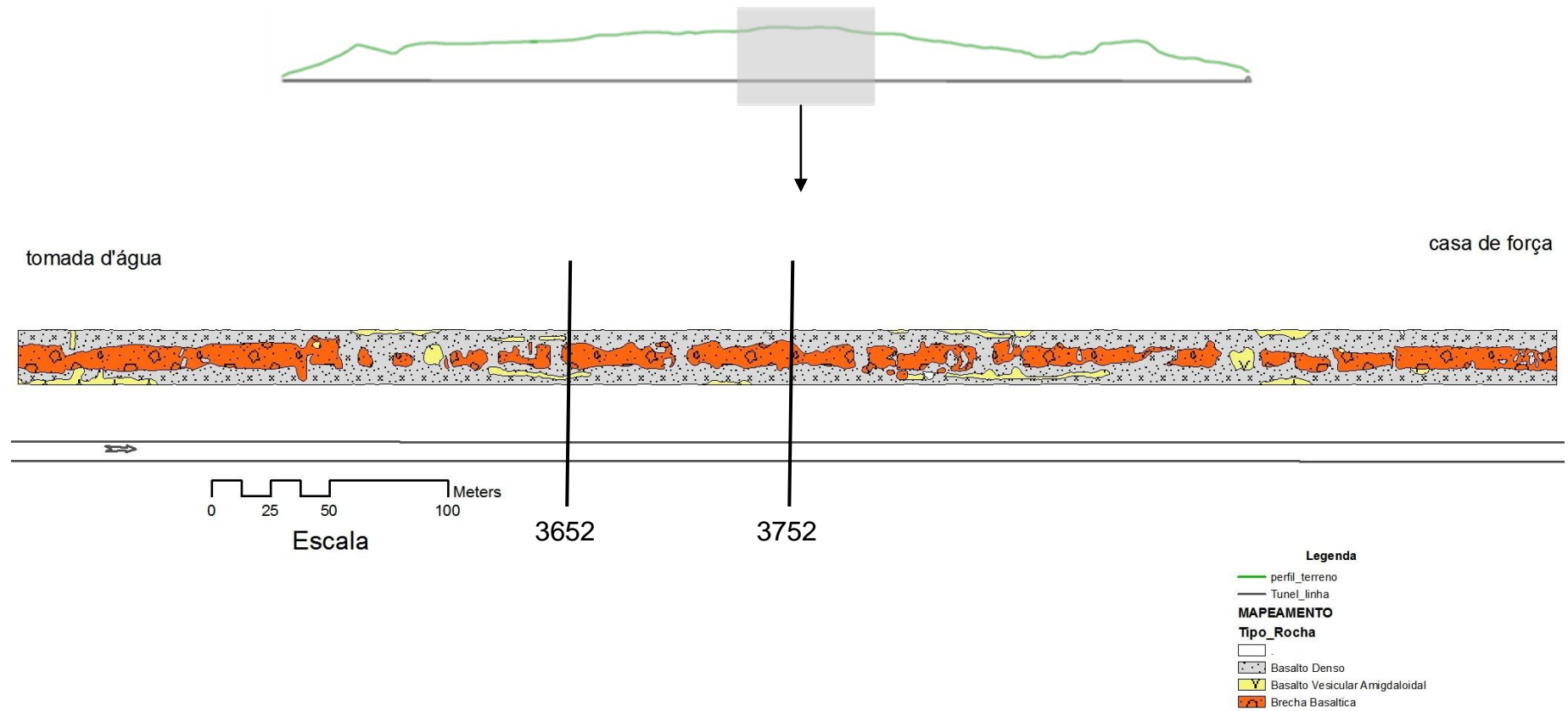


Figura 5-22: mapeamento geológico dos 655m do túnel da UHE Castro Alves que foram acompanhados nesta tese com indicação das seções de instrumentação apresentadas.

## 5.4 Modelagem numérica

Conforme citado anteriormente, diversos projetos de túneis em rochas são baseados apenas em métodos empíricos, embora estes tenham sido desenvolvidos para utilização na fase de projeto básico ou estudo de viabilidade. O emprego destes métodos não permite a determinação do fator de segurança em escavações e nem uma compreensão adequada dos mecanismos envolvidos em eventuais rupturas, dificultando a previsão e intervenção nestes casos. Os resultados de tais dificuldades são atrasos em obras, custos adicionais não previstos e, em casos mais severos, acidentes nas escavações.

Apesar da crescente necessidade de grandes projetos de escavação em rochas existe a necessidade de otimização e racionalização dos projetos e execuções de túneis em geral, não apenas em locais com ocorrências atípicas como estados elevados de tensões nos maciços, segundo Feng *et al* (2002). Atualmente, em nível nacional e internacional, verificam-se problemas desde a obtenção de parâmetros básicos para a formulação de modelos de cálculo até a obtenção de número suficiente de medidas de instrumentação de deslocamentos e tensões para validação das condicionantes de projeto. Adicionalmente, descrições matemáticas de alguns mecanismos em rochas ainda são inexistentes, deficientes ou incompletas. Problemas de natureza similar são também encontrados no projeto e construção de túneis em rochas brandas e argilas rijas a duras [ver Clayton *et al.* (2000) e Clayton *et al.* (2002)].

Embora os modelos constitutivos empregados nas análises numéricas não representem exatamente o comportamento de solos e rochas, o emprego destes métodos permite refinar os projetos de escavações de túneis, reduzindo deformações, necessidade de reforços adicionais e custos finais. Conforme apresentado por Vermeer *et al.* (2001), a determinação das cargas atuantes nos reforços, e do fator de segurança nas escavações de túneis, pode ser feita de forma satisfatória através de simulação em elementos finitos em duas dimensões. Porém, a determinação acurada dos deslocamentos necessita o uso de malhas tridimensionais refinadas para garantir resultados coerentes, o que demanda um esforço computacional bem maior, além de outro tipo de programação. Certamente este Vermeer *et al* (2001) fazem referência a importância do efeito da frente de escavação no desempenho do túnel, e somente com esta

consideração é possível o cálculo da evolução dos deslocamentos com o avanço da escavação. Entretanto a importância da análise tridimensional está diretamente relacionada a importância destes efeitos para o projeto a ser analisado, bem como outras condicionantes geométricas que afastem o modelo bi-dimensional da realidade do problema. Desta forma, a acurácia, tanto dos esforços quanto dos deslocamentos obtidos em simulações numéricas, são fortemente relacionados à representatividade do modelo adotado em relação a realidade do problema, onde as considerações bi ou tridimensionais devem ser avaliadas em cada projeto.

Assim, o desenvolvimento tecnológico, especialmente computacional, direciona as técnicas de projeto para modelos sofisticados e mais realistas de previsão de desempenho, principalmente através de simulações com o método dos elementos finitos. Entretanto, as diferenças entre os valores estimados das análises e os verificados em campo, decorrentes da falta de informações representativas e acuradas sobre os parâmetros geomecânicos dos maciços rochosos, aliada à complexibilidade geológica encontrada na maioria dos locais, resulta ainda na necessidade da adoção de soluções empíricas consagradas na execução de escavações subterrâneas (Feeng *et al.*, 2002).

Exemplos de alternativas para refinamento de projetos é a adoção de retroanálises dos deslocamentos medidos em escavações subterrâneas. Estas têm possibilitado determinar alguns parâmetros geomecânicos de comportamento dos maciços, conforme Li *et al.* (2006), o que tem propiciado um incremento da qualidade do projeto e da execução de túneis, possibilitando, segundo aqueles autores, reduções de tempo e custo total de execução.

Quanto as análises numéricas em rochas, segundo Brown (1987) a primeira consideração sobre o modelo físico, para definição do método numérico, consiste na consideração do maciço como um meio contínuo ou descontínuo, ou seja, utilizando os mesmos termos do capítulo 3, deve ser considerada a escala do problema. A seguir será apresentada uma breve revisão sobre estes métodos com base neste mesmo autor.

Os métodos computacionais podem ser divididos basicamente nos métodos diferenciais, integrais e nos métodos dos elementos distintos.

Podendo o maciço ser considerado um meio contínuo, as soluções definidas pelas teorias da elasticidade e plasticidade são aplicáveis, podendo ser utilizados métodos analíticos, com soluções sacramentadas para problemas pré-definidos, ou métodos computacionais diferenciais ou integrais.

Os métodos diferenciais consistem basicamente no método dos elementos finitos e no método das diferenças finitas.

No caso do método dos elementos finitos, o problema (contínuo) é dividido em elementos formados por reticulados (nós e barras) para os quais existem soluções exatas, logo a aproximação é física. Já no método das diferenças finitas são realizadas aproximações da solução exata do problema, logo a aproximação do método é matemática.

Os métodos integrais consistem em soluções aproximadas mais simples com vantagem de se obter menor tempo de processamento. Neste método, apenas o contorno do problema é dividido em elementos. Usando soluções analíticas para problemas simples, usam-se soluções numéricas para satisfazer aproximadamente os elementos de contorno em termos de forças e deslocamentos impostos.

No caso do maciço ser considerado como um meio não contínuo, ou seja, caso a escala da obra em relação às estruturas do maciço assumam forma tal que tais discontinuidades tenham papel fundamental na estabilidade do problema, deve ser utilizado o método dos elementos distintos (*distinct element method*). Neste método, uma das soluções, é a utilização da técnica de relaxação dinâmica para resolver as leis de Newton para movimento e determinar as forças e deslocamentos entre os blocos.



## 5.5 Simulação numérica do túnel da UHE Castro Alves

### 5.5.1 Programa utilizado

O programa de elementos finitos utilizado nesta tese foi desenvolvido pelo professor Jorge Nuno Veiga Almeida e Souza na Universidade de Coimbra, Portugal, e toda sua formulação pode ser verificada em sua tese de doutorado (Almeida e Sousa, 1998).

Este programa possibilita a utilização de elementos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais, com possibilidade de ativação e desativação de acordo com a fase de cálculo, possibilitando a simulação da sequência executiva da obra. Outros tipos de sobrecarga podem ser simulados, tais como cargas distribuídas ou concentradas, deslocamentos impostos ou retirada de apoios.

No caso tridimensional, sete modelos constitutivos se encontram implementados: Von Mises, Drucker-Prager, Tresca, Mohr-Coulomb, Hoek-Brown simplificado, Hoek-Brown e Lade.

Nas análises em solo podem ser realizados cálculos em tensões efetivas ou totais, sendo ainda possível a análise de consolidação acoplada. Os materiais podem ser simulados tanto com comportamento linear como não linear.

No campo das deformações plásticas é possível simular: plasticidade perfeita ou modelos com endurecimento. As deformações plásticas podem ser obtidas com leis de fluxo associada ou não associada.

As simulações numéricas realizadas nesta tese foram realizadas utilizando elementos isoparamétricos tridimensionais de 20 nós, critério de ruptura de Hoek e Brown, material elástico linear com plasticidade perfeita e lei de fluxo não associada. A escolha do critério de ruptura e da lei de fluxo não associada se deu devido ao melhor ajuste dos dados experimentais obtidos em laboratório (ver capítulo 4).

### 5.5.2 Malha construída

Para a determinação do tamanho da malha tridimensional a ser utilizada nos estudos numéricos desta tese foram realizadas séries de análises paramétricas. A dimensão da malha a ser utilizada tem importância porque deve atender aos seguintes requisitos:

- Ter dimensão suficiente para que os efeitos de fronteira, i.e. condições de contorno, do problema não influenciassem significativamente nos resultados,
- Ter dimensões compatíveis com a capacidade computacional, i.e. capacidade de memória do computador para realização dos cálculos,
- Além da capacidade dos computadores apresentar um tempo de processamento aceitável.

Para determinar estas dimensões para o problema em questão foram realizadas duas análises: a primeira a fim de determinar as dimensões necessárias de largura e altura, ou seja, análise da influência das condições de contorno impostas nos limites dos eixos  $x$  (horizontal transversal ao problema), e  $z$  (vertical); e uma segunda análise para verificação dos efeitos de contorno nos limites do eixo  $y$  (horizontal longitudinal ao problema). Os resultados destas análises são apresentados abaixo.

#### 5.5.2.1 Largura/altura da malha

A fim de verificar os pressupostos apresentados no início do capítulo foram realizados cálculos numéricos simulando a escavação de um túnel circular em um meio homogêneo e isotrópico. Os parâmetros do maciço simulado são referentes aos parâmetros da brecha basáltica. A escolha destes parâmetros se deu porque a brecha basáltica corresponde ao material menos competente dentre os estudados, logo o que causará maior zona plástica no entorno da escavação.

Para verificação dos cálculos a distribuição de tensões ao longo de um plano vertical transversal ao túnel foi comparada com a solução aproximada para o critério de Hoek e Brown, (2002), apresentada por Sharan, (2003) e Sharan, (2008).

Foi utilizada uma malha quadrada de lado 42m e comprimento 10m. O túnel era escavado em uma etapa única e os deslocamentos foram impedidos na direção longitudinal nas fronteiras da malha, ou seja, é uma análise tridimensional mas com condições de fronteira que a tornam idênticas a uma análise em deformações planas.

Para análise da dimensão da malha foi fixada a largura da malha e variado o diâmetro do túnel, a fim de variar a relação  $r/l$  (raio do túnel dividido pela largura da malha). Os diferentes raios utilizados, e conseqüentemente relações  $r/l$ , são apresentados na Figura 5-23.

Na Figura 5-24 são apresentados os resultados obtidos. As tensões calculadas foram normalizadas em função da tensão isotrópica inicial ( $\sigma_0$ ). Os deslocamentos foram normalizados em função do deslocamento máximo obtido pela solução aproximada de Sharan, (2008), para cada raio de túnel estudado. Todos os resultados são apresentados em função da distância à borda do túnel normalizada em função do raio do túnel ( $r/r_i$ ).

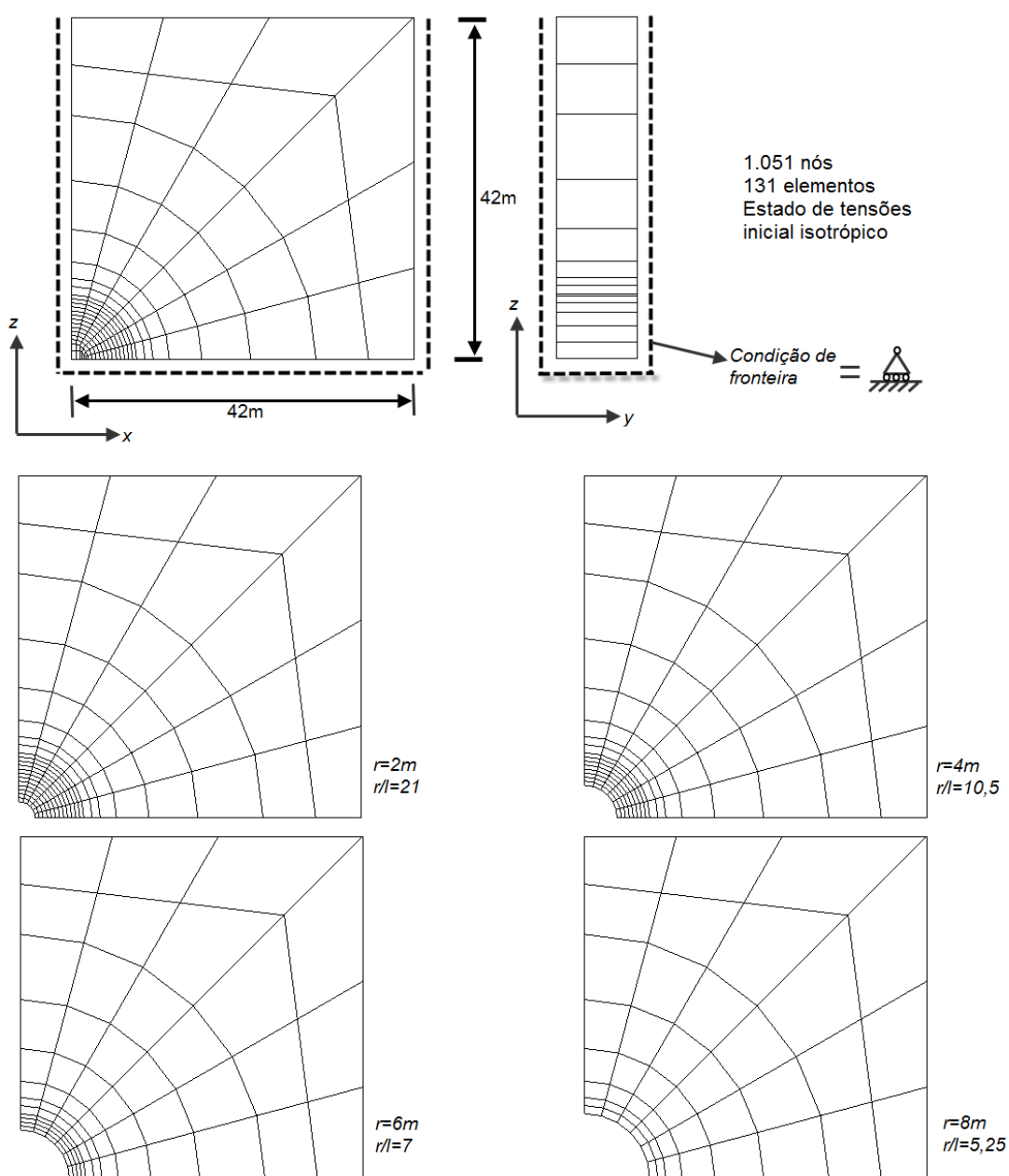


Figura 5-23: diferentes geometrias analisadas para definição da largura e altura da malha.

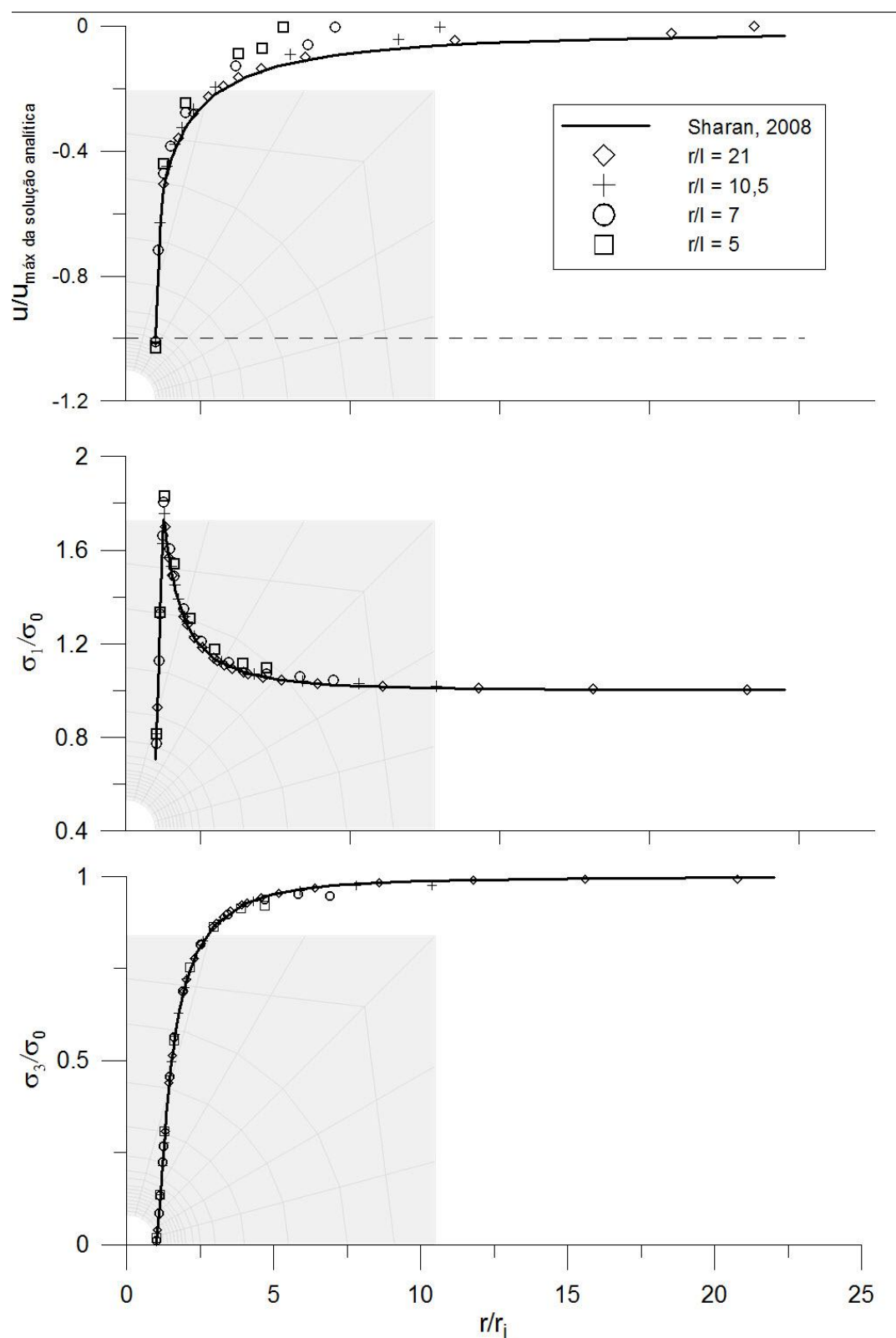


Figura 5-24: resultados das análises numéricas em relação a solução aproximada de Sharan (2008).

Com base na análise dos resultados se percebe que: (i) na análise das tensões ocorrem apenas pequenas diferenças da solução analítica para os valores de  $r/l$  de 7 e 5, para os valores de  $r/l$  iguais a 10,5 e 21 os valores são praticamente coincidentes; (ii) na análise dos deslocamentos as diferenças verificadas para os valores calculados em relação a solução analítica com  $r/l$  iguais a 7 e 5 são consideráveis, para o valor de  $r/l$  igual a 21 os resultados são coincidentes e para o valor de  $r/l$  igual a 10,5 os valores são bastante próximos à solução analítica para valores de  $r/r_i$  entre 1 e 5, para valores maiores os resultados se afastam da solução de Sharan nitidamente devido a restrição na fronteira, que força o deslocamento a ser zero.

Tal efeito poderia ser eliminado pelo uso de elementos infinitos nos limites da malha, entretanto o mesmo não estava implementado para o UCGEOCODE tridimensional no momento de realização dos cálculos. Desta forma foi adotada a dimensão de  $10r$  para largura da malha nas análises do túnel da UHE Castro Alves.

#### 5.5.2.2 Definição da dimensão longitudinal

Para determinação da dimensão longitudinal foi reduzida a malha de 131, utilizada na simulação anterior, para uma malha de 42 elementos para reduzir o tempo computacional. Esta redução não se mostrou significativa em relação aos deslocamentos e tensões calculados junto à abóboda do túnel escavado.

Primeiramente é apresentado o gráfico de uma análise preliminar

Foi elaborada uma malha tridimensional com 30 avanços de 4,2m (segundo avanço do túnel da UHE Castro Alves) para análise dos efeitos das condições de contorno no sentido longitudinal.

A Figura 5-25 apresenta a malha elaborada para esta finalidade. A primeira imagem apresenta a malha original; a segunda a malha após as trinta etapas de cálculo (túnel escavado) e a terceira apenas um exemplo de apresentação de resultados onde a escala de cor indica a tensão cisalhante relativa.

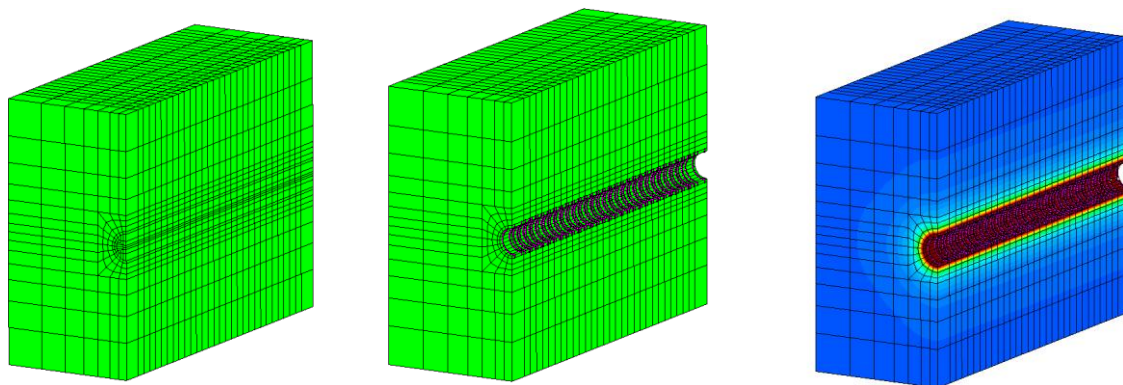


Figura 5-25: malha tridimensional para avaliação das dimensões da malha final.

O gráfico abaixo mostra uma curva de deslocamento normalizado (deslocamento dividido pelo deslocamento máximo obtido em deformações planas) de um ponto localizado na abóboda do túnel em função do avanço da escavação. Tomando-se como tolerância o valor de 1% do deslocamento normalizado obteve-se que o trecho válido da malha tridimensional deve se situar a  $6R$  do início da malha e a  $10R$  do final da malha.

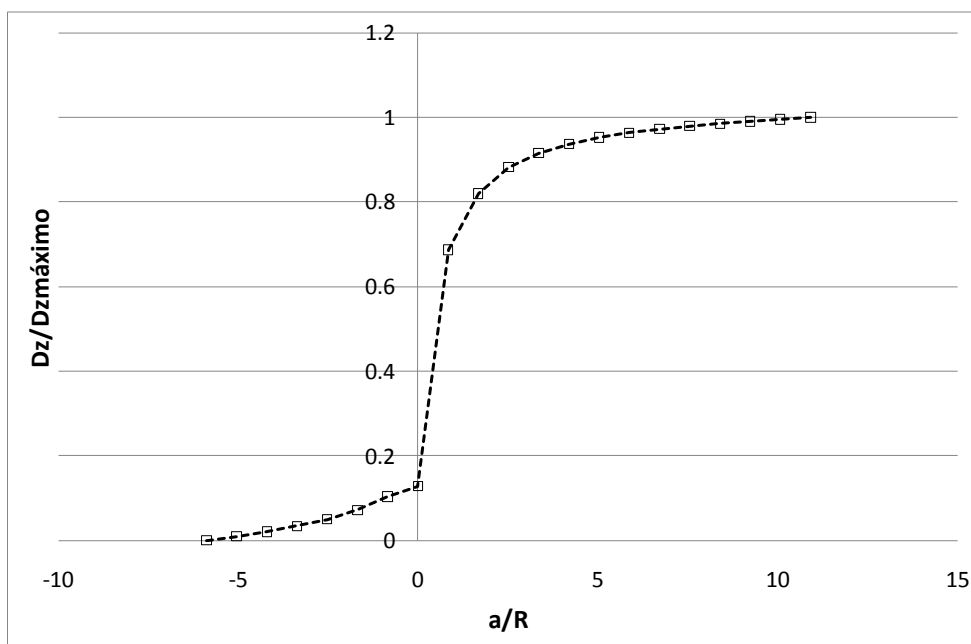


Figura 5-26: convergência normalizada em relação a convergência máxima em relação ao avanço do túnel normalizado pelo raio do túnel.

### 5.5.2.3 Malha final de cálculo

Com base nos resultados das análises paramétricas apresentadas acima, o túnel da UHE Castro Alves foi discretizado em uma malha com largura e altura superior a 10r o que resultou em uma malha de 60m de largura por 100m de altura. O comprimento total foi de comprimento de 21 avanços. O comprimento total da malha é de 92,4m, o que consiste em 20 avanços, sendo dois de 8,4m e 18 avanços de 4,2m. Os avanços de 8,4m consistem nos avanços das extremidades da malha para que os efeitos das restrições da malha no plano XZ sejam menores (Almeida e Souza, 2009).

Conforme apresentado no mapeamento geológico do túnel, durante o período de acompanhamento da obra, a presença de BVA é incipiente e errática ao longo do túnel, sendo comumente encontrado como faixas inseridas no BD. Isto difere da forma idealizada proposta por Leinz e Amaral (1980), onde o BVA consiste em uma camada bem definida próxima ao topo do derrame. Desta forma a malha discretizada para representar o maciço da UHE Castro Alves desconsiderou a presença do BVA e representou a ocorrência de BD e BP. Certamente esta simplificação tem implicações nos resultados numéricos gerados, tendo em vista que existem diferenças de resistência e deformabilidade entre os BVA e BD; entretanto estas diferenças não são expressivas como são as diferenças entre estes materiais e as BP. Desta forma a análise realizada busca evidenciar a importância da representação das brechas nas análises numéricas, que consistem nos materiais com características menos resistentes nos derrames basálticos.

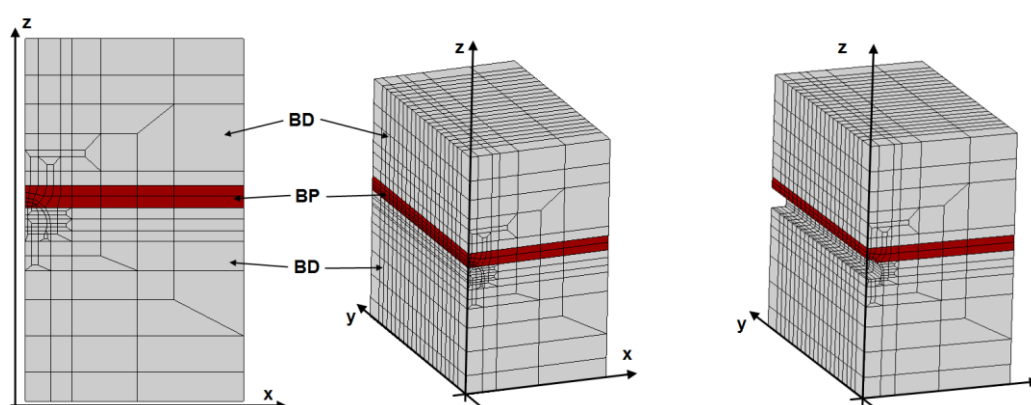


Figura 5-27: malha utilizada. (a) vista 2D, (b) vista 3D, (c) vista 3D com túnel escavado.



Na configuração apresentada na Figura 5-27, a malha possui 4.053 elementos tridimensionais isoparamétricos de 20 nós, resultando num total de 17.633 nós.

Como o trecho analisado nesta tese consiste basicamente em um a porção do túnel classificada como classe II, cujo tratamento foi apresentado anteriormente, foram definidos elementos duplicados com 4cm de espessura a fim de modelar o revestimento do túnel. Entretanto, dada a rigidez do maciço em relação à rigidez do elemento de suporte, este praticamente não contribui para minoração de deslocamentos no túnel. Isto pode ser facilmente verificado através do cálculo utilizando um dos métodos analíticos, apresentados anteriormente, para o critério de ruptura de Hoek e Brown (Figura 5-3) e inserindo o reforço considerando o afastamento da frente de escavação e a rigidez do mesmo.

A fim de obter comprovação do exposto, foram realizadas simulações numéricas preliminares comparando resultados com e sem revestimento. A Figura 5-28 apresenta estes resultados onde pode ser verificada a pouca participação do revestimento adotado nos deslocamentos do túnel; para as cordas do túnel as influências são da ordem de 2%, e apenas na corda CE ocorre a maior diferença, mas mesmo assim é inferior a 7%. Desta forma, nos cálculos desta tese o tratamento foi desconsiderado.

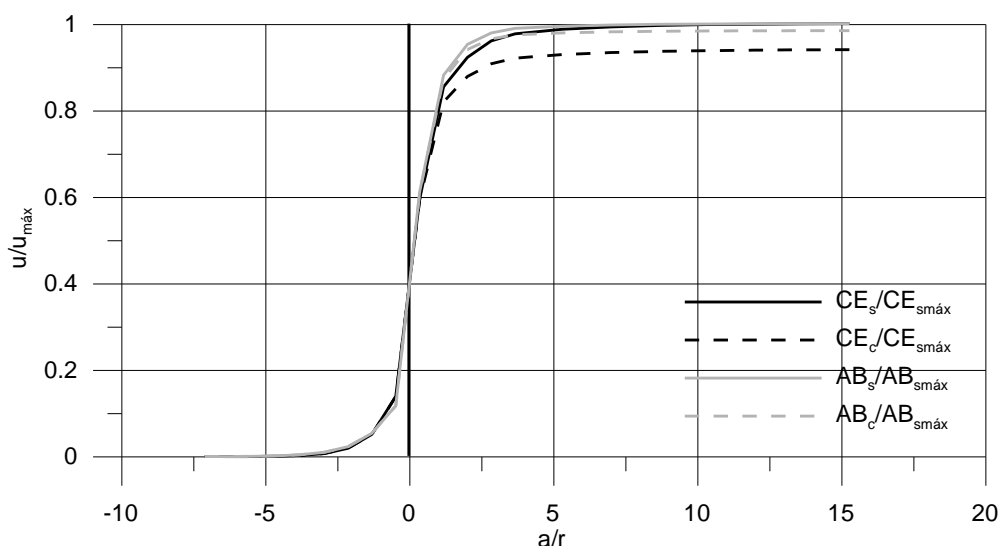


Figura 5-28: comparação de medidas de convergência com e sem revestimento nas análises numéricas. Subscrito “s” indica ausência de revestimento e subscrito “c” indica presença de revestimento.

### 5.5.3 Parâmetros adotados na análise

Conforme apresentado anteriormente, o projeto dos tratamentos dos túneis da UHE Castro Alves foram elaborados com base no sistema Q.

Nessa tese de doutorado, as análises numéricas foram realizadas utilizando o critério de ruptura de Hoek e Brown, notadamente com melhor ajuste aos dados experimentais obtidos nos ensaios de laboratório realizados nessa tese de doutorado. Conforme apresentado no capítulo 3, a extrapolação dos parâmetros de resistência da rocha intacta para o maciço pode ser realizada através da minoração dos mesmos com base na classificação geomecânica do maciço. Para isso foi utilizada a classificação proposta por Hoek em 1994 e apresentada também por Hoek e Brown (1997) que consiste no Geological Strength Index (GSI).

O valor de GSI é idêntico ao valor de RMR de 1976 desconsiderando-se neste último a presença de água e ajustando o parâmetro de descontinuidades para 0 (muito favorável), para valores de  $GSI > 25$ .

A relação entre as classificações geomecânicas de Barton e Bieniawski, embora não seja direta, devido ao fato destas considerarem parâmetros distintos na sua elaboração, já foi determinada por diferentes autores, conforme apresentado na revisão realizada por Pedro (2007).

Tabela 5-2: equações de correlação entre RMR e Q, diversos autores (Pedro, 2007).

Autor	Descrição	Equação
Bieniawski (1976)	111 casos de túneis e cavernas por todo o mundo	$RMR = 9 \cdot \ln(Q) + 44$
Rutledge e Preston (1978)	Rochas da Nova Zelândia - túneis	$RMR = 5,9 \cdot \ln(Q) + 43$
Moreno (1980)		$RMR = 5,4 \cdot \ln(Q) + 55,2$
Abad et al. (1984)	Rochas brandas - Minas	$RMR = 10,5 \cdot \ln(Q) + 45,8$
Kaiser e Gale (1985)	Rochas sedimentares - túneis	$RMR = 8,7 \cdot \ln(Q) + 38$
Al-Harithi (1993)	Rochas sedimentares	$RMR = 8,7 \cdot \ln(Q) + 38$
Barton (1995)		$RMR = 15 \cdot \ln(Q) + 50$
Tugrul (1998)	Rochas sedimentares	$RMR = 7 \cdot \ln(Q) + 36$
Canada (Milne et al., 1998)	Rochas duras - minas	$RMR = 10 \cdot \ln(Q) + 39$

Para a relação direta entre o valor de GSI e Q pode ser utilizada a expressão apresentada por Edlbro, C. (2003):

$$GSI = 9.\ln(Q') + 44 \quad (5.3)$$

Sendo:

$$Q' = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \times \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \quad (5.4)$$

Desconsiderando-se assim o efeito de tensões, representado no último quociente da expressão de Q. Esta última equação foi a utilizada para determinação do GSI ao longo do túnel da UHE Castro Alves, que é apresentado na Figura 5-29.

Verifica-se que, ao longo do trecho do túnel cuja escavação foi acompanhada nessa tese de doutorado, o valor de GSI atribuído para o maciço foi de aproximadamente 75%.

Tomando-se como base os parâmetros da rocha intacta, as tensões verticais médias no túnel, e a classificação geomecânica, foram estimados os parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço para os diferentes tipos de rocha ao longo do túnel. Estes parâmetros são apresentados na Figura 5-30 para o trecho do túnel estudado.

Levando-se em conta os parâmetros de resistência da rocha intacta, a tensão geostática no túnel nas seções de análise, e a classificação geomecânica do maciço foram definidos os parâmetros da análise para simulação numérica do túnel de adução da UHE Castro Alves. A Figura 5-31 apresenta as envoltórias médias da rocha intacta do BD e da BP e também as envoltórias calculadas para o maciço.

O mesmo procedimento foi realizado para obtenção das envoltórias máximas e mínimas, para a rocha intacta e o maciço.

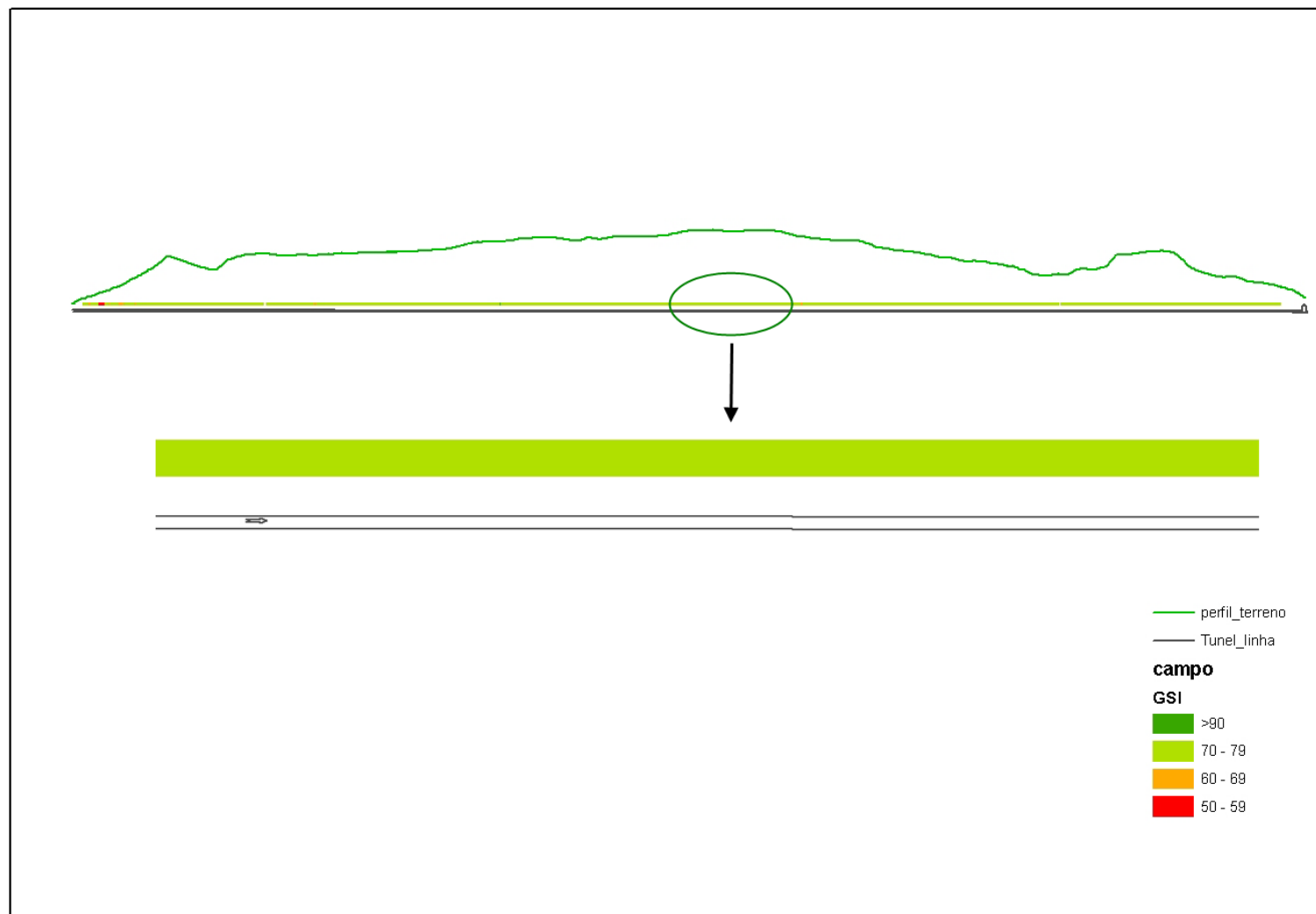


Figura 5-29: Mapa com a classificação do túnel de acordo com o valor de GSI calculado para cada avanço.

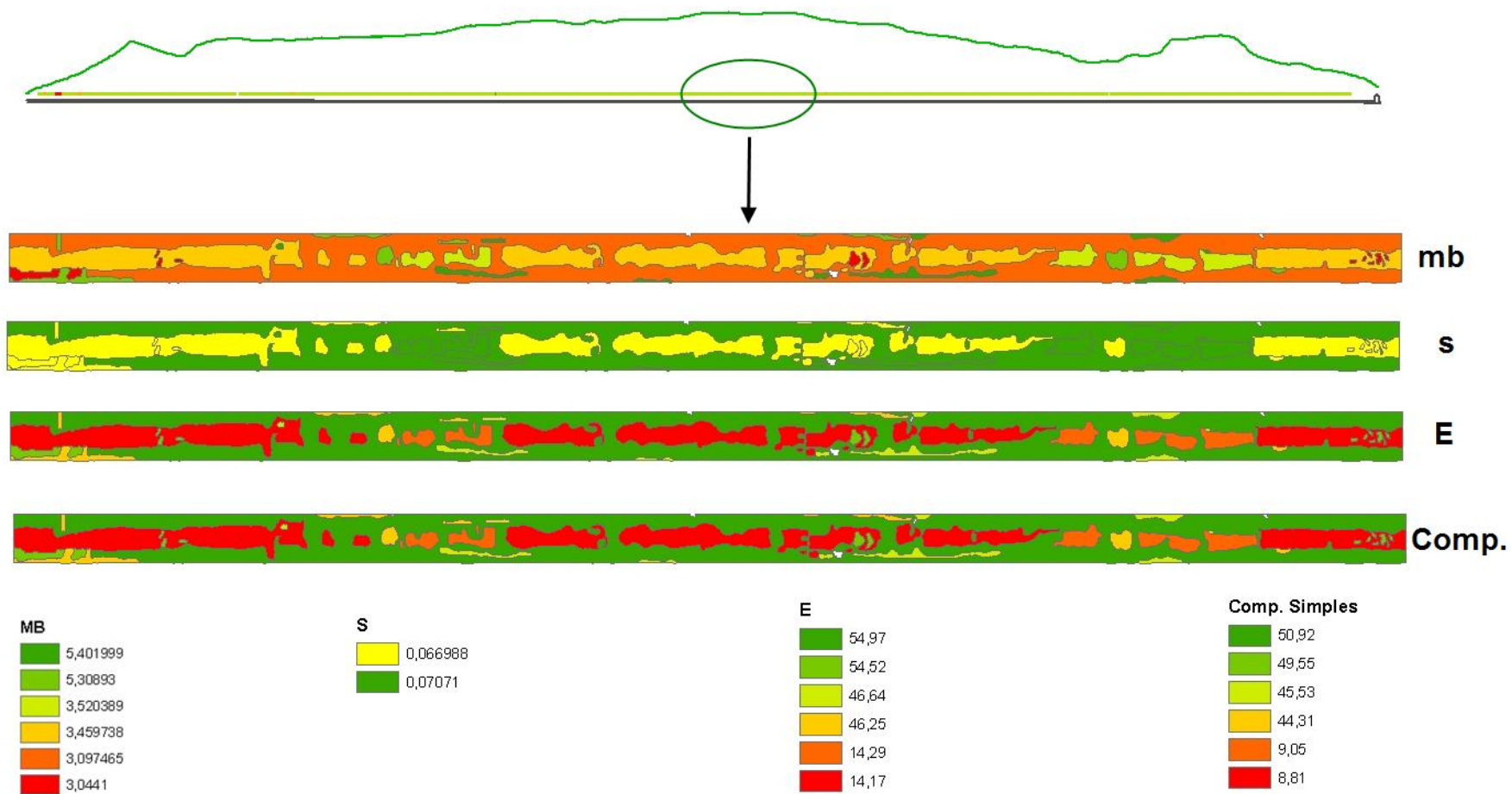


Figura 5-30: Parâmetros do maciço rochoso.

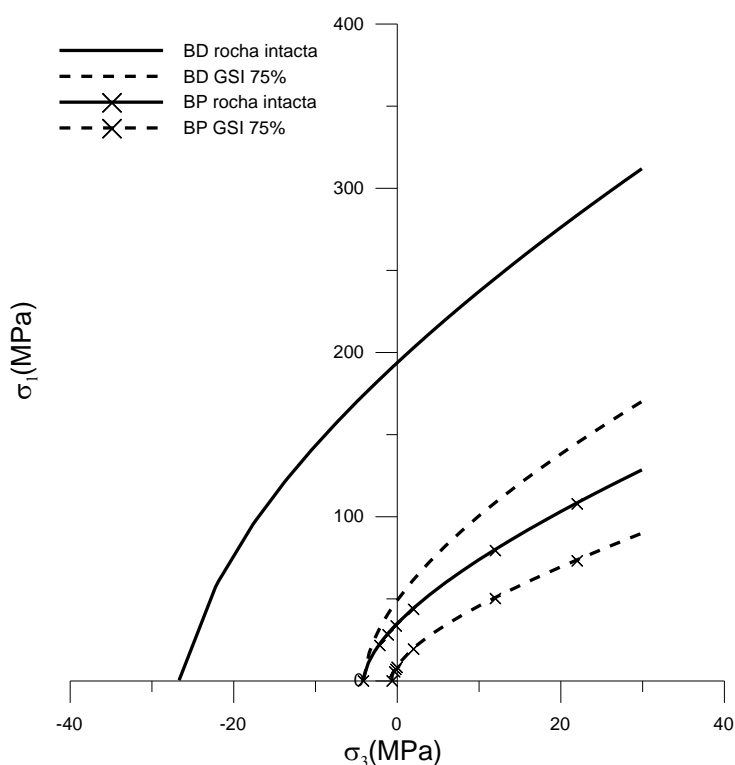


Figura 5-31: Envoltórias de ruptura médias para a rocha intacta e para o maciço.

Tabela 5-3: parâmetros para rocha intacta (envoltórias médias) e para o maciço com base na classificação geomecânica existente.

Parâmetros da rocha intacta e do maciço para GSI = 75%					
Tipo de rocha	$m_i / m_b$	s	a	$E_i / E_m$ (GPa)	$\sigma_{ci} / \sigma_{cm}$ (MPa)
BD rocha intacta	7,258	1	0,50	66	191,92
BD maciço GSI 75%	3,097	0,0707	0,50	54,97	50,92
BP rocha intacta	8,249	1	0,50	10,18	34,14
BP maciço GSI 75%	3,520	0,707	0,50	8,479	12,40

## 5.5.4 Resultados obtidos

### 5.5.4.1 Referentes aos deslocamentos calculados e medidos:

A Figura 5-32 apresenta os resultados dos deslocamentos obtidos em um cálculo preliminar durante todas as fases de cálculo, ou seja, representa o valor calculado dos deslocamentos durante o avanço da frente de escavação. No gráfico apresentado é possível verificar que, conforme esperado, os deslocamentos ocorrem desde antes da chegada da frente de escavação ao ponto de medida e que, devido às características dos materiais e dos níveis de tensão, os deslocamentos ocorrem rapidamente após a passagem da frente. A análise destes resultados indica que a desconsideração do revestimento no cálculo definitivamente não alterará os resultados de forma representativa, pois, quando da aplicação do revestimento (linha tracejada na Figura 5-32), cerca de 75% dos deslocamentos já ocorreram.

Outra conclusão importante destas análises diz respeito às medidas realizadas para controle do túnel. Na Figura 5-33 são apresentados os mesmos resultados da Figura 5-32, entretanto de forma normalizada, sendo a distância da frente dividida pelo raio equivalente do túnel e os deslocamentos divididos pelo deslocamento máximo. Foi escolhida a corda AB, entretanto todas as cordas apresentam o mesmo comportamento.

Na Figura 5-33 são apresentados os momentos de: (1) instalação das seções de instrumentação realizadas nesta tese, (2) colocação do revestimento de acordo com o ciclo normal de escavação (as vezes eram dados dois avanços antes de se inserir o revestimento), (3) instalação das seções de instrumentação de acordo com a Especificação Técnica dos serviços e (4) instalação real das seções, atrás do jumbo durante a perfuração de novo avanço. Verifica-se que as leituras de convergência realizadas nas seções de instrumentação estudadas nesta tese abrangem apenas cerca de 40% dos deslocamentos totais. As seções instaladas, conforme a Especificação Técnica dos serviços, ou seja a 5m da frente de escavação, seriam capazes de medir apenas 20% dos deslocamentos. Entretanto, a maioria das seções instaladas, que conforme apresentado anteriormente eram instaladas atrás do jumbo, registram menos de 10% dos deslocamentos reais.

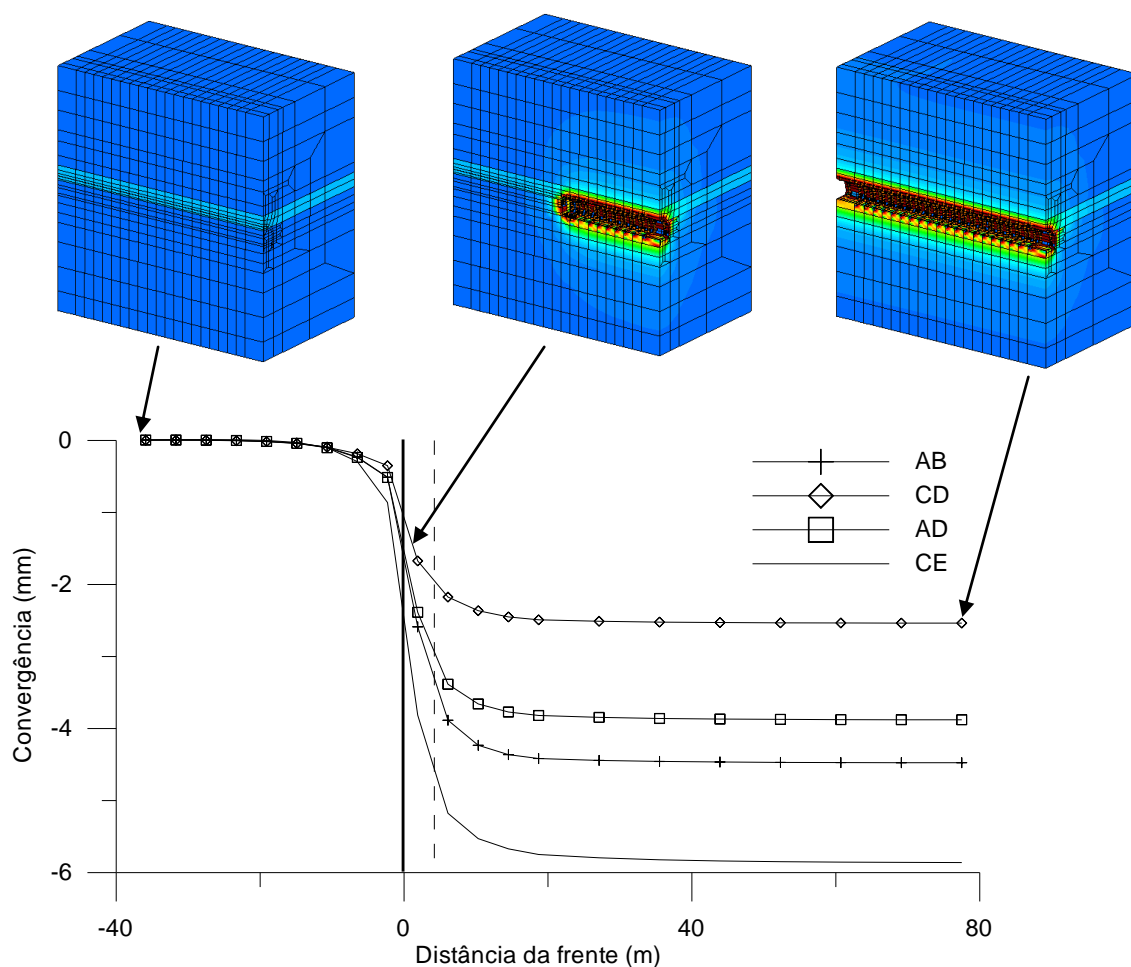


Figura 5-32: Resultado de cálculo preliminar apresentando os deslocamentos totais calculados durante o avanço da frente de escavação.

Mesmo entendendo que as medidas de convergência para o túnel em questão tenham sido realizadas apenas para verificação de estabilização ou não de leituras, tendo em vista a boa qualidade do maciço, o procedimento de retardo na instalação das seções de instrumentação deve ser evitado ao máximo, uma vez que o controle do projeto é realizado em função de deslocamentos máximos admissíveis ou níveis de alerta, os mesmos não tem sentido se os deslocamentos medidos referem-se a menos de 10% dos deslocamentos reais, a não ser que sejam determinados levando em consideração este fato.



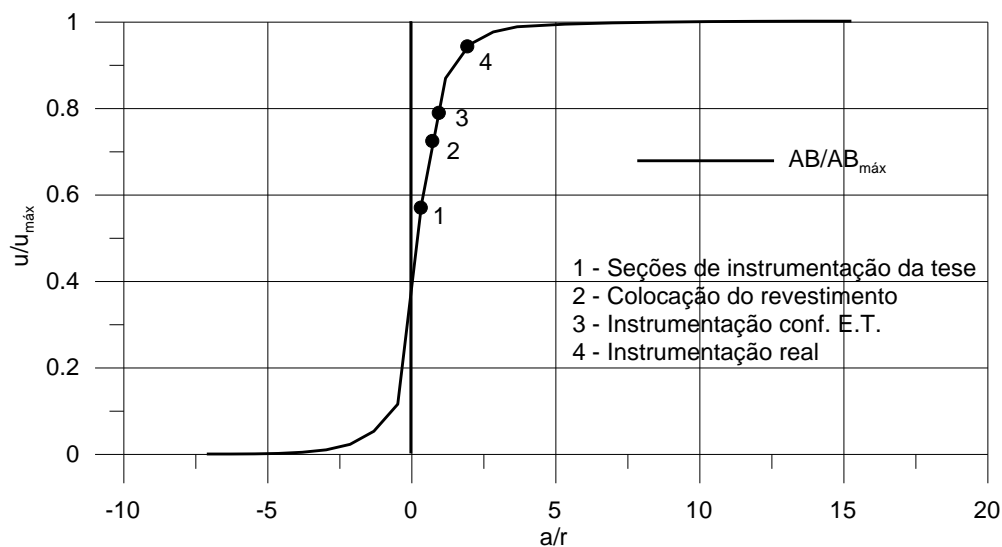


Figura 5-33: deslocamentos calculados normalizados em relação ao deslocamento máximo, em função da distância da frente de escavação normalizada pelo raio equivalente do túnel.

Para comparação das análises numéricas com as seções de instrumentação os deslocamentos foram corrigidos, sendo considerado o valor de “zero” o momento de instalação da seção e então os deslocamento obtidos consistem no valor total descontando-se os deslocamentos calculados anteriormente.

Conforme apresentado no Capítulo 4, existe variabilidade nas propriedades mecânicas das rochas estudadas, inclusive foram definidos intervalos de envoltórias de ruptura para a rocha intacta ao invés de ser definida apenas uma envoltória. Além disso, o estado de tensões iniciais do maciço não é conhecido, pela ausência de ensaio para determinação das tensões virgens. Desta forma as análises numéricas realizadas tiveram a finalidade de realizar uma comparação entre os deslocamentos calculados e medidos, validando os parâmetros obtidos e estimando o estado de tensões inicial do maciço.

A determinação dos deslocamentos calculados foi realizada através da obtenção dos deslocamentos nos nós posicionados nos locais de instalação dos pinos de convergência. Como a malha tridimensional possui elementos da mesma dimensão do avanço (4,2m) e os pinos para a medição da convergência do túnel foram instalados em posições diferentes dos múltiplos dos avanços foram tomados, para cada posição dos pinos, 3 nós entre os quais estava a posição real do pino para medidas de convergência, e então foi realizada interpolação quadrática entre estes 3 nós para verificação dos deslocamentos no ponto exato de instalação

da seção. Uma vez obtido os deslocamentos neste ponto, totais e componentes dos eixos principais, foram utilizados os cossenos diretores para decomposição dos deslocamentos de forma a obter a distância entre os pontos de localização dos pinos de convergência.

O primeiro conjunto de cálculos apresentados consiste na variação das propriedades das rochas, através da consideração das envoltórias: inferiores, médias e superiores apresentadas no capítulo 4 para BD e BVA.

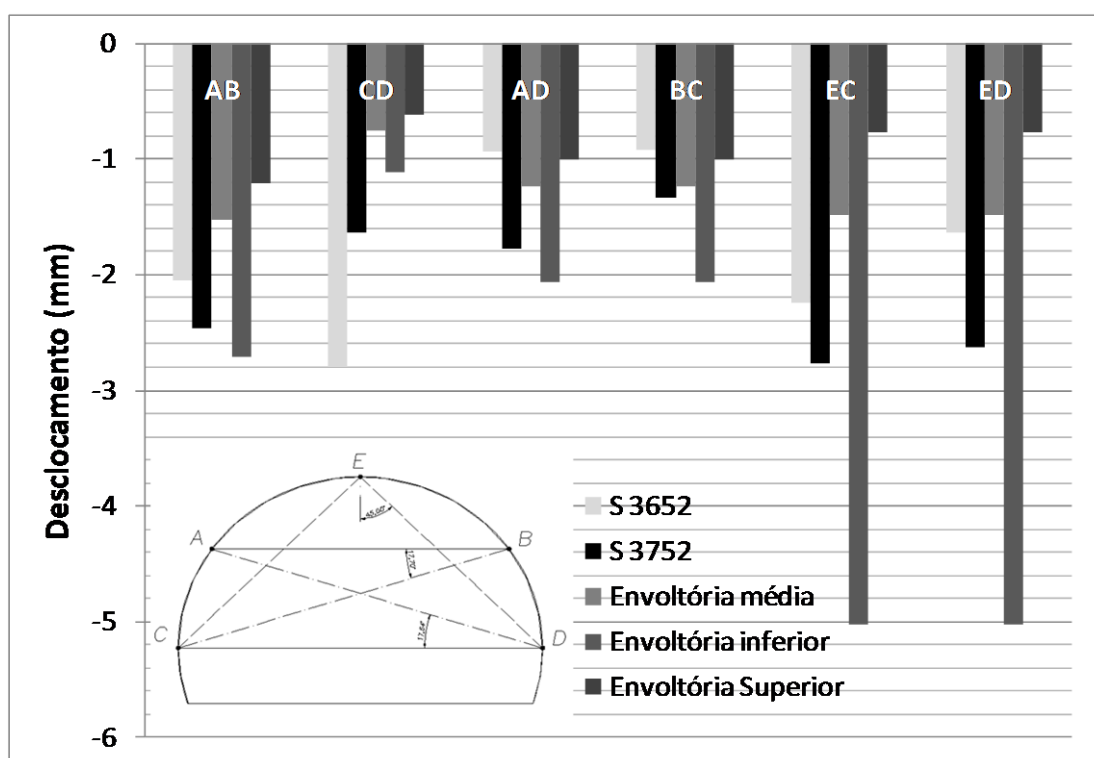


Figura 5-34: deslocamentos máximos nas cordas de medidas de convergência (valores reais e obtidos numericamente).

Conforme apresentado na Figura 5-22, a seção de instrumentação que pode ser melhor representada pela malha construída para as análises numéricas desta tese é a seção 3752, pois esta em uma posição onde não foi mapeado o BVA, desta forma a retro-análise foi realizada considerando principalmente esta seção.

Com base nos resultados apresentados na Figura 5-34 pode ser verificado que: os cálculos realizados utilizando as envoltórias inferiores geraram deslocamentos maiores do que os reais nas cordas AB, AD/BC, EC/ED, sendo estes últimos bastante superiores (cerca de 100%); os

cálculos realizados utilizando as envoltórias superiores levaram a deslocamentos inferiores em todas as cordas, além de não representar o ordenamento de deslocamentos das diferentes cordas nas medidas reais logo a deformada esperada para o túnel. Os cálculos realizados com as envoltórias médias também apresentaram deslocamentos inferiores aqueles verificados nas medições reais, entretanto são os que mais se aproximam dos deslocamentos reais inclusive no ordenamento dos deslocamentos, ou seja a forma deformada do túnel.

O segundo cálculo foi realizado utilizando as envoltórias e parâmetros de deformabilidade que mais se ajustaram à deformada do túnel (envoltória média) e então foi variado o valor de  $K_0$  a fim de obter os deslocamentos os mais próximos possíveis dos deslocamentos reais.

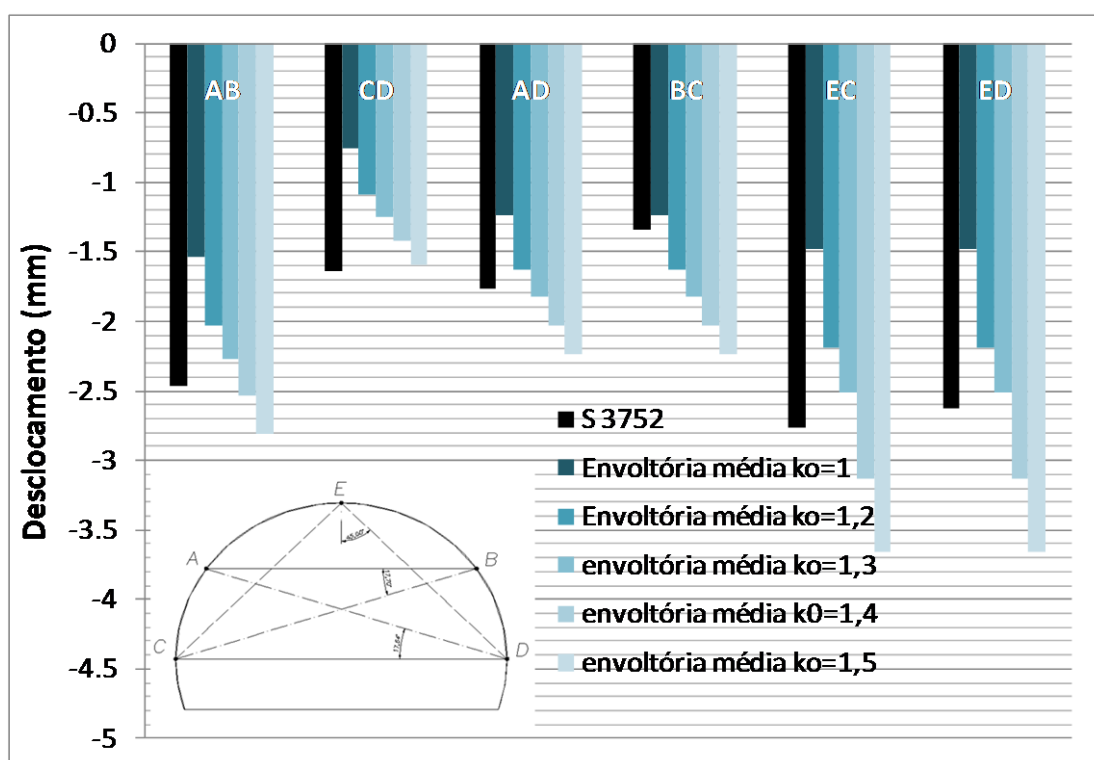


Figura 5-35: resultado da análise numérica com parâmetros da envoltória média e diferentes valores de  $K_0$ , comparando resultados reais da seção 3752.

Com base na análise dos resultados verifica-se que a envoltória média de ruptura, extrapolada para o maciço com GSI ~75%, e o valor de  $K_0$  igual a 1,3 reproduzem satisfatoriamente os resultados reais medidos em campo, conforme apresentado na Figura 5-36. A Figura 5-37

apresenta os deslocamentos totais calculados em função da distância da frente de escavação à seção de análise com o valor de  $K_0$  igual a 1,3.

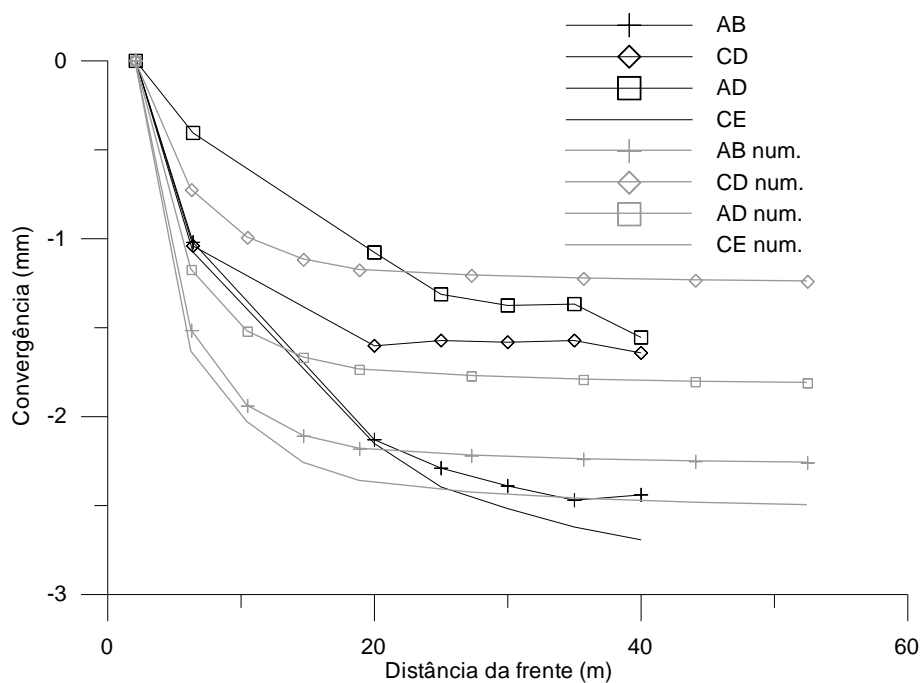


Figura 5-36: comparação dos resultados de medidas de deslocamento, reais e numéricos para a seção 3752, com envoltória média e  $K_0=1,3$ .

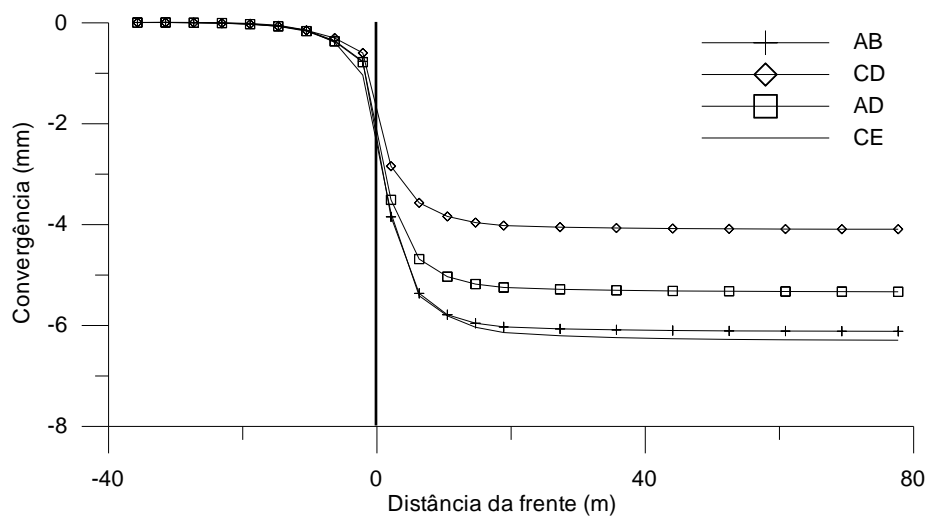


Figura 5-37: resultados da análise numérica: deslocamentos versus distância da frente de escavação à seção de análise.

A Figura 5-38 apresenta duas vistas do túnel com indicação das zonas plastificadas. A escala de cores é dada em função da tensão cisalhante relativa, ou seja, quão próximo determinado ponto se encontra da envoltória de ruptura (1=plastificado, inferior a 1 no regime elástico).

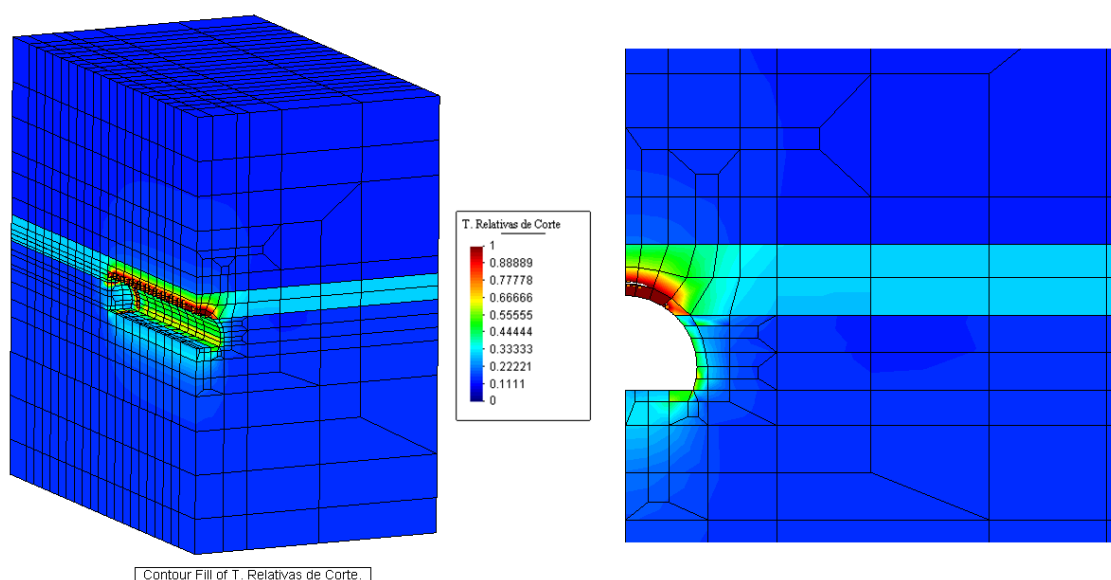


Figura 5-38: vista 3D da fase 10 de escavação (seção de análise) e vista 2D do túnel completamente escavado. Escala de tensão de cisalhamento relativa.

Da análise das seções plastificadas é interessante avaliar os resultados apresentados no Capítulo 4 quanto à análise da variação da velocidade de propagação de onda de compressão ao longo das amostras retiradas com a sonda rotativa. Naquela análise foi possível identificar uma zona no entorno do túnel onde a rocha apresentava velocidades de propagação de ondas mais baixas. Os gráficos apresentados naquele capítulo foram inseridos sobre a figura resultante da análise numérica das zonas plastificadas. Pode ser verificada a concordância entre a zona plastificada obtida no cálculo numérico com a região onde as velocidades de propagação de ondas são inferiores. Isto corrobora a determinação da extensão da zona plastificada no entorno da escavação pela análise numérica, e também reforça a potencialidade de aplicação dos ensaios sísmicos na identificação desta zona plastificada.

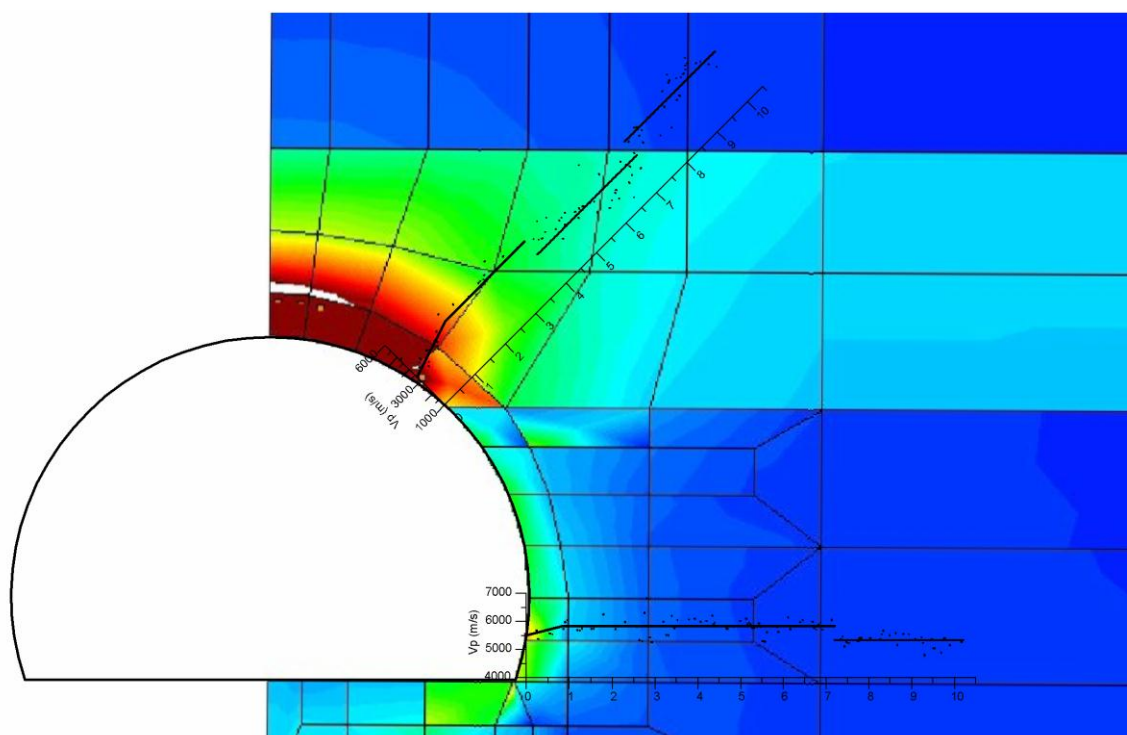


Figura 5-39: verificação das zonas plastificadas analisadas numericamente e com variação da velocidade de propagação de ondas de compressão  $V_p$ .

## 5.6 Análises paramétricas

Conforme verificado anteriormente, o túnel da UHE Castro Alves apresentou pequenas deformações durante a construção, o que condiz com pequenas zonas plastificadas no entorno da escavação. Isto é reflexo das relações entre as resistências do maciço e o nível de tensão atuante no mesmo, que não é muito elevado.

Com a finalidade de utilização da ferramenta numérica para verificação de condicionantes de projeto algumas análises paramétricas foram realizadas nessa tese de doutorado. Estas análises paramétricas tiveram a finalidade de: evidenciar a importância da consideração da estratigrafia dos derrames basálticos (presença das brechas) e de analisar qualitativamente os efeitos devido a ocorrência de tensões elevadas nos maciços rochosos.

### 5.6.1 Estratigrafia dos derrames

A primeira análise consiste na verificação da importância da consideração da correta estratigrafia dos derrames, considerando as diferenças entre as rochas constituintes dos mesmos, notadamente levar-se em conta a ocorrência das brechas presentes nos mesmos.

Para isso foram realizados três cálculos para comparação com as seguintes condições: um cálculo com a geometria real do maciço (estimada e utilizada nas análises anteriores), um cálculo considerando que todo o maciço é composto por BD e um cálculo considerando que todo o maciço é composto por BP, simulando uma possível simplificação de projeto homogeneizando os materiais rochosos.

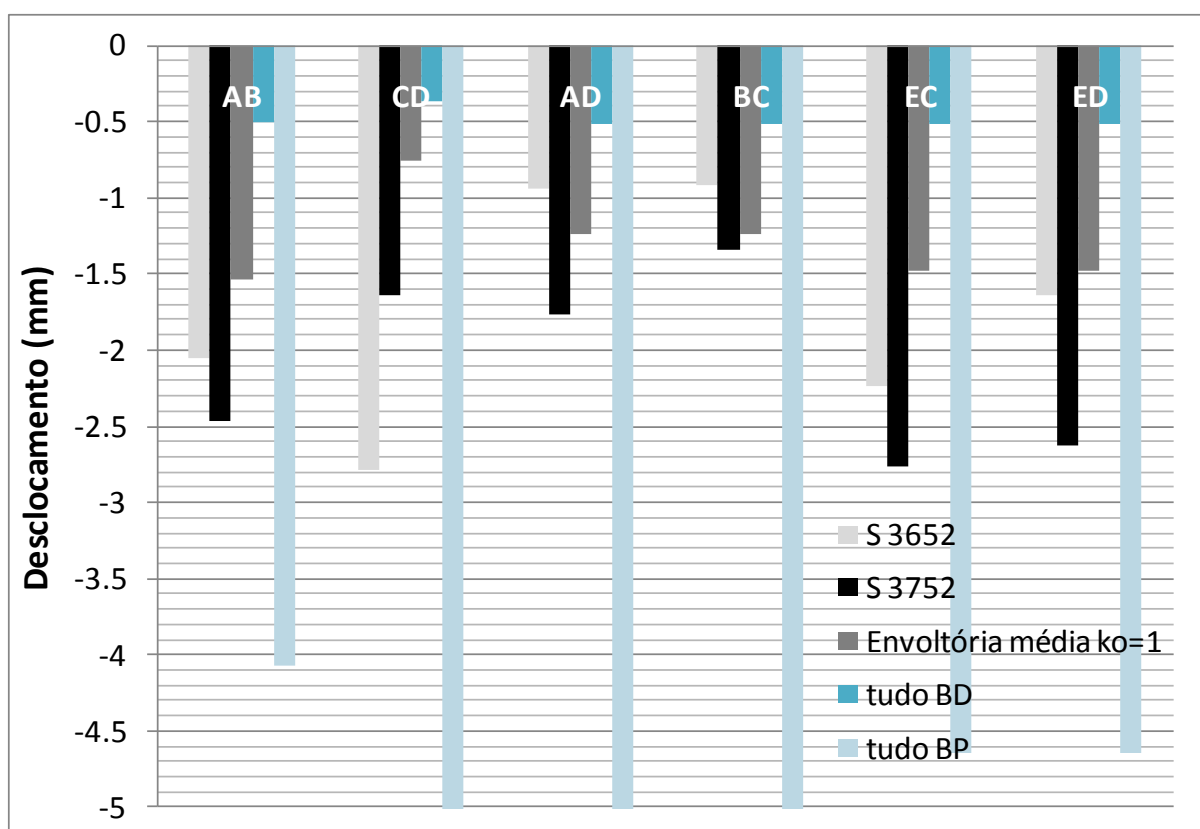


Figura 5-40: análise paramétrica considerando três situações: geometria real (envoltória média), maciço todo formado por BD e maciço todo formado por BP.

Obviamente os resultados considerando o maciço todo formado por BD e BP conduzem a resultados bastante distantes dos resultados reais, muito inferiores e superiores

respectivamente. Isto pode ser também evidenciado na análise das imagens da malha tridimensional onde são indicadas as zonas plastificadas ou não em torno do túnel.

É absolutamente clara a diferença das zonas plastificadas ou não no entorno do túnel e a consequente consideração arrojada ou conservadora em projeto se não for considerada a geometria real dos derrames basálticos.

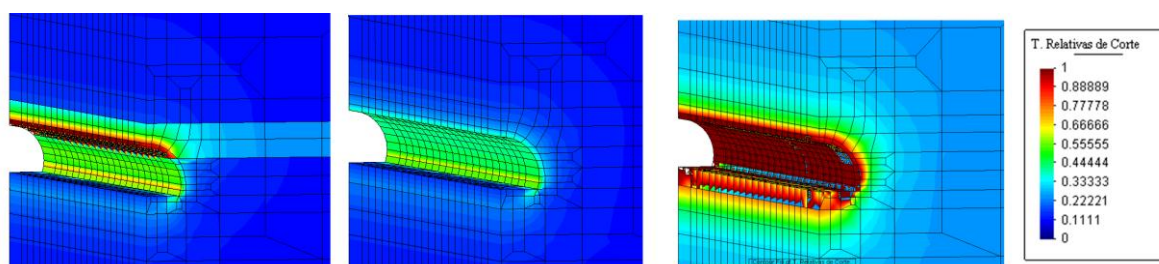


Figura 5-41: análise com: (a) geometria real, (b) consideração de todo o maciço como BD, (c) consideração de todo o maciço como BP.

### 5.6.2 Diferentes níveis de tensões no maciço (*rockbursts*)

A segunda análise paramétrica realizada consiste na consideração de valores elevados de  $K_0$ . Os valores elevados de  $K_0$  nas escavações subterrâneas brasileiras realizadas em rochas basálticas tem ocasionado vários problemas de rupturas bruscas no interior de escavações subterrâneas (*rockbursts*), conforme mencionado no capítulo introdutório desta tese.

Estes eventos ocorrem com frequência em minas subterrâneas de grande profundidade, entretanto podem ocorrer em túneis a menores profundidades dependendo do nível de tensões virgens do maciço e da resistência das rochas nas quais o túnel é escavado.

No próprio complexo CERAN os túneis da UHE Monte Claro, localizada a poucos quilômetros da UHE Castro Alves apresentaram problemas de tensões elevadas no maciço, com registro de ocorrências de *rockbursts*. O túnel da UHE Monte Claro fora escavado com calota e rebaixo. Devido as experiências da UHE Monte Claro o projeto do túnel de adução da UHE Castro alves foi alterado, gerando a seção que é apresentada nesta tese.

Ortlepp (1993) cita que, apesar de estudo intensivo, o problema dos *rockbursts* persistem como o mais intratável problema técnico, apesar de ocorrer em minas em todo o mundo. Este



autor reporta dois eventos de grandes proporções e salienta em separar e identificar o mecanismo de ativação do evento e o dano gerado pelo mesmo.

Vardoulakis (1984) descreve a ocorrência de *rockbursts* em minas que interceptam estratos horizontais de rocha branda ou carvão e que estes rompem de maneira brusca para o interior da escavação. Este mesmo autor apresenta os *rockbursts* como fenômenos de instabilidade superficial, apresentando uma revisão de alguns autores que trataram das soluções dos ensaios realizados para seu estudo em laboratório, e estabelece um critério de estabilidade superficial. O critério estabelecido pelo autor consiste na determinação do mínimo valor da relação entre as resistências do material a compressão e a tração/extensão ( $\eta_{cr} = \sigma_e / \sigma_c$ ), para cada valor do parâmetro de endurecimento ( $N$ ), a partir do qual a ruptura ocorre de forma explosiva previamente a formação de bandas de cisalhamento.

Se o material apresenta uma curva tensão deformação linear o valor de  $N=1$  e o valor de  $\eta_{cr} = 0,23$ . Verificando-se os valores médios das resistências à tração e compressão simples dos materiais estudados nesta tese, verifica-se que as brechas e o BVA possuem valores de  $\eta$  da ordem de 0,07 a 0,09, enquanto que o valor verificado para o BD varia entre 0,12 e 0,23. Logo, segundo o critério proposto por Vardoulakis (1984), o BD é um material suscetível à ocorrência de *rockbursts*, ao contrário das brechas e do BVA.

Para a simulação numérica de eventos como *rockbursts*, os modelos empregados nesta tese não se adequam. Isto porque não é considerada a ocorrência de *softening*, característica das rupturas nos BD e BVA conforme apresentado no Capítulo 4. Desta forma após a ruptura deste material os cálculos consideram uma tensão cisalhante constante no elemento plastificado, enquanto que na realidade o elemento pode simplesmente não mais existir (explosão) ou a tensão cai a um valor residual na fratura aberta por cisalhamento. Além disso a propagação das fraturas também não é simulada, e a zona de cisalhamento e a abrangência da região plastificada, por estes motivos, não coincidem com aqueles obtidos numericamente. De qualquer forma, foram realizadas simulações numéricas variando-se o estado de tensões iniciais no maciço, através de diferentes valores de  $K_0$ , a fim de verificar a abrangência das zonas plastificadas, o que seria um indício de zona de início de ruptura no caso de um *rockburst* ou início de ruptura. A sua avaliação é válida no sentido de estudo de alternativas a

fim de minimizar estas zonas, minorando assim a indução de tensões cisalhantes devido a escavação.

Hoek e Brown (1980) apresentam valores de  $K_0$  entre 0,5 e 3,5 para túneis com profundidade de aproximadamente 500m. Sheery (1994) apresentou um estudo de variação de  $K_0$  com a profundidade dependendo do módulo de elasticidade horizontal do maciço, sendo que, para os parâmetros da UHE Castro Alves, os valores esperados estão entre 0,5 e 2,2 aproximadamente. González de Vallejo *et al.* (1988) *apud* González de Vallejo (2004) apresentaram a determinação do fator SRF, a partir do qual se obtém a estimativa de  $K_0$ , com base nos dados geológicos e na deformabilidade do maciço rochoso, sendo que utilizando os dados da UHE Castro Alves obteve-se um valor de  $K_0=3,5$ .

Os ensaios realizados na UHE Itá indicaram valores de  $K_0$  da ordem de 8, e ensaios na UHE 14 de Julho indicaram valores ainda mais elevados. Como as análises anteriores indicaram que um valor de  $K_0$  igual a 1,3 leva aos deslocamentos medidos em campo, foram realizados mais dois cálculos, um com valor de  $K_0$  igual a 3 e outro com valor de  $K_0$  igual a 4, para verificação da variação nas zonas plastificadas em torno da escavação.

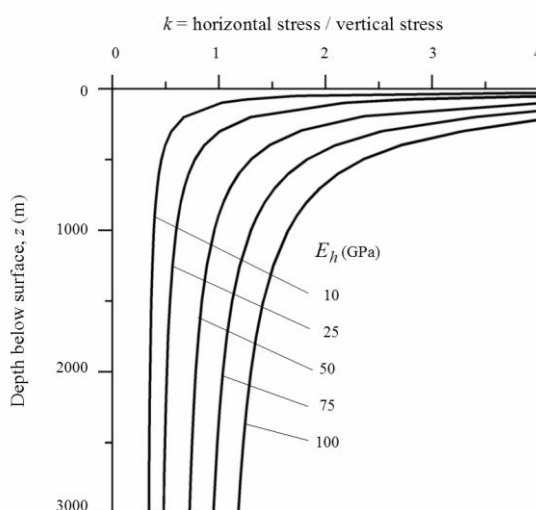


Figura 5-42: variação da tensão in situ com a profundidade. (Sheery, 1994).

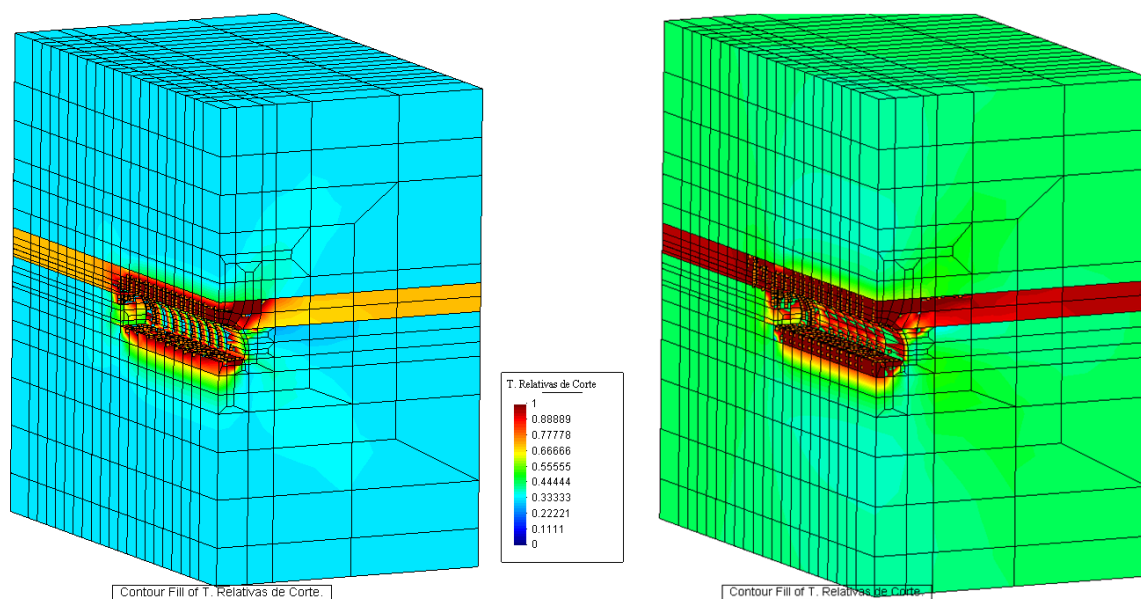


Figura 5-43: vista 3D das simulações com  $K_0=3$  (esq.) e  $K_0=4$  (dir.).

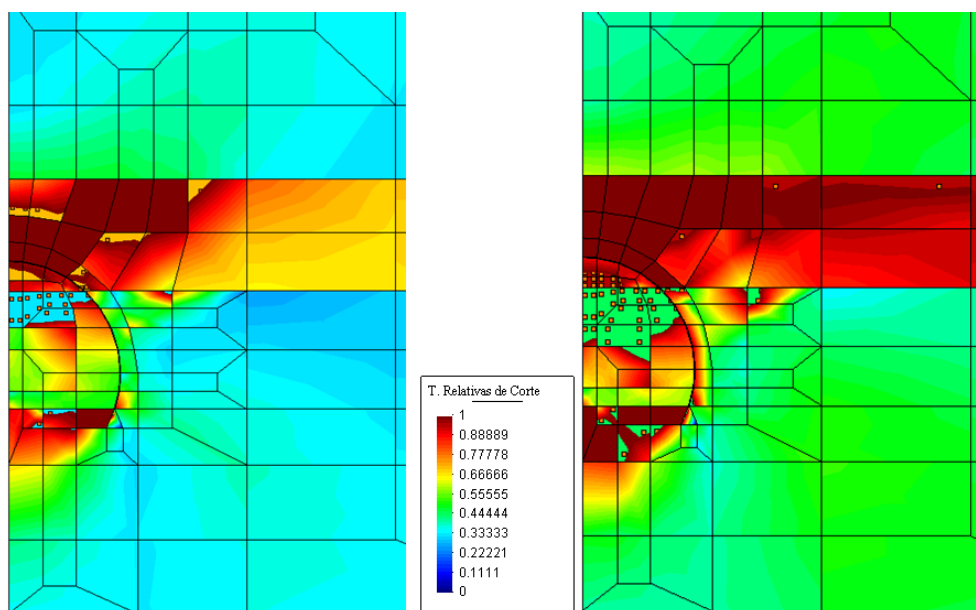


Figura 5-44: seção transversal do túnel nas análises com  $K_0=3$  (esq.) e com  $K_0=4$  (dir.).

Com a elevação do valor de  $K_0$  verifica-se o aumento das tensões relativas de cisalhamento, conforme é de se esperar devido à elevação das tensões desviadoras iniciais, e à distribuição de tensões no entorno da escavação, resultando também no incremento de zonas plastificadas. Estas zonas plastificadas são mais acentuadas nas brechas devido à sua resistência inferior. Todos os comentários advindos desta análise são bastante óbvios e amplamente reportados em

diferentes análises paramétricas apresentadas na literatura, entretanto o intuito das análises realizadas é o de comparação com as previsões dos projetos correntes, baseados nas classificações geomecânicas.

Levando a análise neste sentido, o valor médio de  $Q=34$  para o trecho da obra em estudo, sofreria uma redução para  $Q=0,17$  ao ser considerado um valor de  $SRF=200$  pela classificação de Barton, o que resultaria em classificar o maciço como de Classe 6-7. A Figura 5-45 apresenta o resultado da análise com  $K_0=4$  a sobreposto ao tratamento preconizado pelo projeto da UHE Castro Alves para a Classe 6-7.

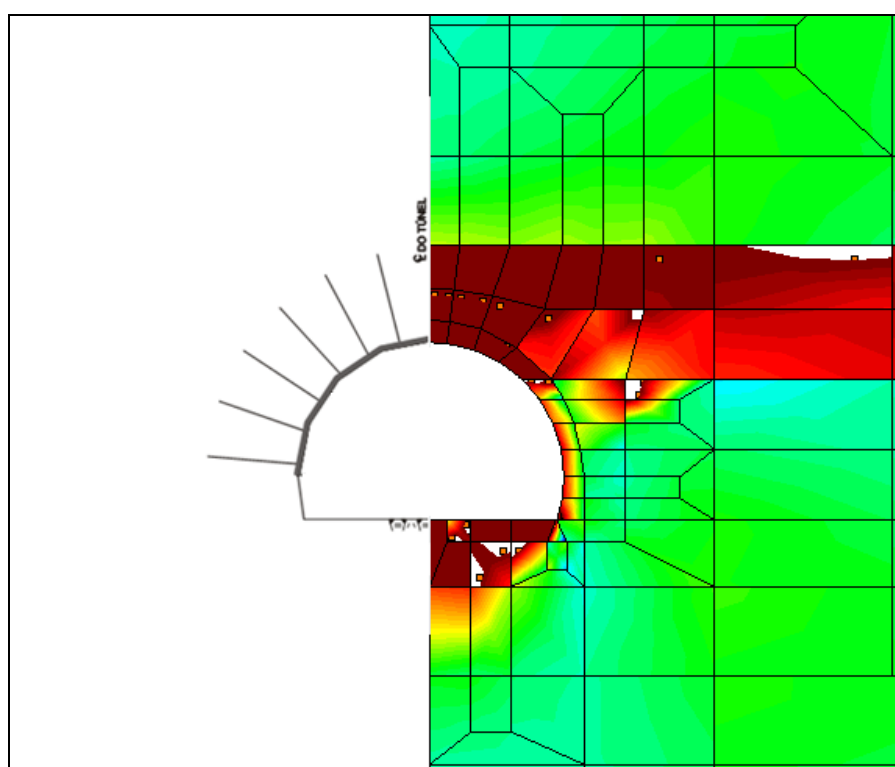


Figura 5-45: seção transversal

Verifica-se que com o incremento dos valores de  $K_0$  ocorre uma plastificação mais generalizada nas brechas e que os pontos críticos no BD consistem na soleira do túnel e parte do piso. Estima-se que, mesmo se houvesse estado de tensões elevado não haveria a tendência de ocorrência de *rockbursts*, devido a ocorrência de brecha na abóboda do túnel. Conforme apresentado no Capítulo 4 as brechas apresentam ruptura mais dúctil do que o BD e BVA, logo, aceitaria a plastificação sem ocorrência de rupturas bruscas. Se o túnel estivesse

localizado em outra porção do derrame em que a brecha não estivesse na abóboda do mesmo, rupturas bruscas poderiam ser esperadas na ocorrência de tensões elevadas, conforme ocorrido nas obras da UHE Monte Claro. Justamente naquele túnel fora reportado que a ocorrência dos *rockbursts* se dava em seções com predominância de BD. Outro fator importante consiste na forma do túnel, sendo a seção do túnel da UHE Castro Alves muito mais favorável para tensões horizontais elevadas. A decisão de projeto pela forma mais arredondada é determinante e o posicionamento do túnel em relação a estratigrafia dos derrames foi bastante favorável. Por outro lado, embora a discussão apresentada aqui seja meramente qualitativa, estima-se que o tratamento preconizado pela classificação geomecânica poderia não ser efetivo no caso de ocorrência de tensões elevadas, pois os chumbadores encontram-se completamente na zona plastificada e não há o fechamento do arco em concreto projetado, prejudicando o arqueamento das tensões no revestimento. Para a porção inferior (pisos) do túnel, a utilização de uma seção mais arredondada seria também mais favorável.

Os tratamentos mencionados acima foram discutidos (qualitativamente) apenas observando as zonas plastificadas obtidas numericamente, entretanto novamente salienta-se que, principalmente no BD, estas zonas podem ser propagadas devido a rápida queda de resistência nestes materiais.

Para os casos de *rockbursts* Ortlepp (1993) salienta a importância da determinação de suportes que sejam concebidos para plastificar e não para falhar nestes eventos, dada a natureza dinâmica do mesmo. Este mesmo autor ainda apresenta uma revisão de tentativas de determinação de velocidades de projeção das rochas nestes eventos, citando valores da ordem de 3 a 10m/s como valores aceitáveis para projeto. Mais tarde Stacey e Ortlepp (2007) apresentaram resultados de ensaios dinâmicos em diferentes tratamentos de túneis propondo a escolha do mesmo com base na capacidade de retenção de energia.

## 5.7 Comentários sobre as análises numéricas realizadas

Foram realizadas análises numéricas do túnel da UHE Castro Alves com diferentes objetivos: verificação da ordem de grandeza e forma dos deslocamentos ao longo do túnel, realizar uma

retro-análise dos deslocamentos medidos em campo a fim de validar os parâmetros obtidos com os ensaios de laboratório e mapeamento geológico de campo e também análises paramétricas.

Em termos gerais os deslocamentos medidos são bastante pequenos, entretanto, conforme comprovado numericamente, a ordem de grandeza dos deslocamentos para o túnel da UHE Castro Alves é de fato a apresentada pela instrumentação. Os valores extremamente baixos verificados na maioria das seções de instrumentação instaladas no restante do túnel são justificados pela distância da frente no momento da instalação, conforme demonstrado numericamente neste capítulo. Ao fim conclui-se que, embora pequenos, os deslocamentos medidos em campo foram suficientes para subsidiar a retro-análise pretendida.

Estas análises apresentaram a validade dos parâmetros medidos em laboratório e do procedimento de extrapolação dos parâmetros da rocha intacta para o maciço rochoso, sendo a envoltória média obtida para o BD e BP as que melhor representaram a deformada do túnel em questão e os módulos obtidos nos ensaios triaxiais bem representaram os módulos da rocha intacta.

Validados os parâmetros de resistência e deformabilidade medidos em laboratório foram realizadas análises numéricas a fim de estimar o nível de tensão *in situ* de onde se concluiu que o valor de  $K_0=1,3$  levou a deslocamentos razoavelmente similares aos medidos em campo. Infelizmente na análise não foi possível a utilização de um estado triaxial real de tensões, e sim obrigatoriamente duas das tensões principais foram consideradas iguais, no caso as tensões horizontais foram as maiores sendo  $\sigma_1 = \sigma_2 = 1,3 \times \sigma_3$  o que pode ser questionado tendo em vista que seguramente as tensões horizontais são diferentes, e ainda, a estimativa é que a direção da tensão principal maior seja alinhada com o eixo do túnel com base nos trabalhos de geologia estrutural apresentados no Capítulo 2 desta tese. Desta forma o valor de  $K_0$  real do maciço pode ser superior ao verificado numericamente. Entretanto mesmo que fosse possível esta variação numérica do estado de tensões não haveriam dados de instrumentação disponíveis para tal verificação.

Por fim as análises paramétricas indicaram a importância da consideração das diferentes rochas dentro dos derrames basálticos, notadamente a consideração das brechas.

Simplificações de projetos como considerar o maciço como homogêneo podem levar a erros consideráveis nestas situações.

A geometria do tunel da UHE Castro Alves e a sua posição em relação à estratigrafia dos derrames foi considerada bastante favorável para o caso de ocorrência de tensões horizontais elevadas, conforme interpretação dos resultados das análises paramétricas. Entretanto entende-se como necessário que seja realizado estudo detalhado dos esforços no entorno da escavação para determinação dos suportes no caso de ocorrência de tensões horizontais elevadas ao invés da simples adoção de tratamentos tipo indicados na literatura para anteprojeto.

## 6 Conclusões

Nesta tese de doutorado foi realizado o estudo do túnel de adução da UHE Castro Alves, localizada nos derrames basálticos da Formação Serra Geral, com o objetivo de contribuir na compreensão do comportamento mecânico das rochas nas quais este túnel foi escavado e sua relação com as condições de escavação, ajudando a melhorar o desenvolvimento de projetos futuros de túneis escavados nestes mesmos materiais.

Várias etapas foram seguidas para atingir os objetivos traçados no início da pesquisa, as quais podem ser sumarizadas como: organização das informações existentes, acompanhamento dos procedimentos executivos e da instrumentação do túnel, coleta de amostras para realização de ensaios de laboratório, estudo de laboratório para definição dos parâmetros geomecânicos das rochas em questão, estudos numéricos para validação dos modelos adotados e análises paramétricas.

Quanto à organização, visualização e apresentação dos dados gerados durante a execução do túnel, a utilização de uma interface com SIG (Sistema de Informações Geográficas) mostrou-se como ferramenta bastante útil e de grande potencialidade para implementação em projetos futuros. Esta interface facilitou o acesso aos diferentes dados gerados durante os trabalhos de execução e também dados adicionais como informações de projeto, resultados de ensaios de laboratório, etc, possibilitando o cruzamento das informações. Estes cruzamentos de informações podem ser úteis durante os processos executivos no auxílio das tomadas de decisão relativas a ajustes de projeto.

Uma conclusão simples mas importante foi obtida sobre a forma de coleta de amostras. Duas técnicas foram adotadas nesta tese, uma coletando blocos provenientes do processo de escavação do túnel e depois, em laboratório, efetuando o corte dos corpos de prova e outra, tradicional, que consistiu na amostragem com sonda rotativa das paredes do túnel. A conclusão foi que ambas as amostras apresentaram resultados semelhantes, não sendo confirmada a expectativa de que as amostras retiradas dos blocos deveriam ter algum dano devido às detonações ocorridas para escavação.



Ainda no sentido de avaliação da qualidade e homogeneidade de amostras, os ensaios sísmicos consistem em ferramentas de grande utilidade para tal. Tanto que foi possível uma avaliação do dano gerado no maciço devido à escavação do túnel através da realização de ensaios sísmicos nas amostras provenientes dos furos de sondagem da parede do túnel. Os resultados desta análise de dano mostraram boa aproximação com os resultados das zonas plastificadas obtidos das análises numéricas.

Dentre os ensaios realizados nesta tese encontram-se os ensaios de carga puntiforme, que foram executados tanto em campo como em laboratório. Os mesmos se apresentaram úteis para estimativa da resistência à compressão simples, sendo inclusive obtidas correlações com os valores de laboratório. Entretanto, para fins práticos as correlações existentes na literatura podem ser empregadas também para estas rochas. Quanto aos procedimentos de execução dos ensaios verificou-se que a dispersão obtida com amostras coletadas durante a escavação do túnel, fragmentos obtidos junto a frente de escavação, é superior àquela verificada em amostras cortadas em laboratório. Também desenvolveu-se um método para medição da área do corpo de prova e cálculo do índice de compressão puntiforme, verificando-se redução na dispersão. Entretanto, a diferença nesta dispersão é pequena e conduz a valores médios bastante semelhantes; desta forma, por ser este um ensaio rápido e de custo inexpressivo, conclui-se que sua adoção na caracterização contínua das rochas escavadas em túneis contribui para a caracterização das rochas, e que o ensaio pode ser executado em fragmentos irregulares e calculado da maneira mais simples possível, atendendo às normas técnicas.

Quanto aos estudos de laboratório, a principal conclusão é de que, com a realização dos diferentes ensaios, foi possível a determinação das envoltórias de ruptura dos materiais estudados e dos parâmetros de deformabilidade, de tal sorte que os resultados das análises numéricas validaram os valores obtidos em relação ao desempenho real do túnel. Entretanto, mais importante do que isso, representam uma contribuição na caracterização e determinação de propriedades geomecânicas de parte das rochas basálticas da Formação Serra Geral, que podem ser utilizadas em projetos básicos de obras em situações semelhantes. A semelhança entre os materiais pode ser medida com base em ensaios simples como o ensaio de compressão puntiforme ou os ensaios sísmicos.

Das características estudadas, a mais importante consiste na extrema diferença entre as rochas localizadas em diferentes porções dos derrames basálticos, sendo as brechas rochas caracteristicamente menos resistentes e mais deformáveis do que a porção central do derrame (BD e BVA). Esta diferença confere grande relevância no desempenho dos túneis, sendo seu conhecimento de fundamental importância no desenvolvimento dos projetos. As características das brechas podem ter participação negativa no desempenho dos túneis devido à menor resistência e maior deformabilidade, entretanto podem ser bastante positivas em caso de tensões virgens elevadas no maciço, uma vez que, devido à ductilidade na ruptura, previnem a ocorrência de eventos como *rockburst*.

Foi adotado nesta tese o critério de ruptura de Hoek e Brown e o mesmo apresentou bons ajustes aos dados experimentais obtidos com os diferentes ensaios para determinação das envoltórias de ruptura (tração indireta, resistência à compressão simples e triaxiais). Os valores do parâmetro  $m_i$  encontrados foram sensivelmente inferiores àqueles sugeridos pelos autores e utilizados na prática brasileira para rochas basálticas. Na definição das envoltórias de ruptura foi possível utilizar os resultados dos ensaios sísmicos a fim de separar conjuntos de amostras com características diferentes, minorando a dispersão da análise de todos os resultados em conjunto; este procedimento foi mais bem sucedido nas brechas do que nos BD e BVA.

Da mesma forma, a extrapolação dos parâmetros da rocha intacta para o maciço foram realizadas utilizando as equações propostas por Hoek e Brown e os resultados foram validados nas análises numéricas.

Ainda durante a fase de laboratório, os ensaios triaxiais possibilitaram o estudo da dilatação nestas rochas, sendo os melhores resultados verificados para as brechas por estas apresentarem rupturas mais controladas do que os BD e BVA nos níveis de tensão e equipamentos utilizados. Na análise dos resultados verifica-se variação da dilatação com a tensão confinante, conforme amplamente descrito na literatura também de mecânica dos solos, sendo as referências de estudo de dilatação em rochas um pouco restrita. Foi possível comprovar, para os casos de estudo nesta tese, que a utilização de uma superfície de plastificação curva, idêntica à superfície de ruptura do critério de Hoek e Brown, pode representar a dilatação em diferentes níveis de tensão com a utilização de um parâmetro

único ( $m_b\psi$ ), uma vez que a própria curvatura da superfície de plastificação promove a mudança de direção do vetor de deformações plásticas.

Dos parâmetros de deformabilidade, foi constatado que os ensaios de resistência à compressão simples e triaxial forneceram melhores resultados para determinação do módulo de deformabilidade do que os obtidos com ensaios de tração indireta e sísmico. Inclusive para estes últimos foi possível definir uma boa correlação com os módulos medidos nos ensaios de compressão, cujo ábaco e equação são dados no capítulo 4.

Foi possível verificar boas correlações entre os resultados dos ensaios sísmicos e a densidade das rochas e também entre os resultados dos ensaios sísmicos e a resistência à compressão simples para as brechas.

As análises numéricas foram realizadas utilizando como dado de entrada os parâmetros geomecânicos definidos em laboratório e extrapolados para o maciço. Foram obtidos bons resultados, validando o procedimento de obtenção de parâmetros e possibilitando a estimativa do valor de  $K_0$  para a seção de análise, sendo este da ordem de 1,3.

Foi calculado o perfil de deslocamentos no túnel da UHE Castro Alves em função do avanço da escavação, e foi demonstrado numericamente que, seguindo os procedimentos da obra no que tange a instalação das seções de instrumentação, quase a totalidade dos deslocamentos ocorriam antes do início da leitura dos deslocamentos. Indicando a importância da distância entre a instalação das seções de instrumentação e a frente de escavação no registro destes deslocamentos. É sugerido que os níveis de alerta definidos em projeto sejam ajustados em função desta distância de instalação.

A análise paramétrica utilizando valores elevados de tensões horizontais demonstrou que a geometria e o posicionamento do túnel em relação à estratigrafia dos derrames é favorável. Entretanto, também mostrou, embora apenas qualitativamente, que apenas o uso de tratamento tipo definido pela classificação geomecânica pode não ser efetivo nestas situações, mesmo em um túnel favorável como o túnel estudado.

Por fim, conclui-se que a prática de execução de túneis consiste em um serviço complexo de engenharia, onde a definição de todos os parâmetros e pormenores, necessários para a

definição precisa de desempenho, normalmente não é obtida na fase de projeto. Tal definição é possível, mas também onerosa e, por vezes, não justificável economicamente.

Por outro lado, também não é justificável que túneis sejam executados de forma completamente empírica, sob pena da ocorrência de acidentes que, além dos riscos a todos envolvidos no processo de construção, impactam negativamente em prazos e custos.

É fundamental a compreensão dos fenômenos envolvidos nas distribuições de tensões e deslocamentos na construção de túneis e demais obras subterrâneas, como garantia de projetos mais econômicos e seguros.

O ciclo realizado nesta tese de doutorado mostrou que é possível, mesmo com as limitações de dados disponíveis, modelos de cálculo, etc., a realização de análises numéricas que possibilitem a verificação do comportamento dos túneis a fim de subsidiar tomadas de decisões quando as condicionantes locais não possibilitam a simples aplicação do conhecimento empírico. Se não na fase de projeto com análises embasadas em parâmetros consistentes, esta metodologia pode ser justificada na fase de obra como procedimento dinâmico de ajuste de projeto.

## 6.1 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para trabalhos futuros, dando continuidade aos estudos elaborados até aqui, são sugeridos:

- Continuidade dos ensaios de resistência, principalmente nas amostras provenientes dos furos de sondagem, para relação distância do túnel x velocidade de onda x resistência;
- Maior quantidade de ensaios triaxiais para avaliação da dilatância em materiais pétreos para generalização da utilização de superfície de plastificação curva e consequente parâmetro único de dilatância;
- Implementação de *softening* no programa UCGEOCODE como forma de viabilizar análises mais realísticas em casos de ocorrência de rupturas bruscas como os *rockbursts*.

- Análise paramétrica com geometria e processos executivos diferentes dos túneis executados na bacia Taquari-Antas a fim de indicar procedimentos e geometrias mais favoráveis a locais com tensões virgens elevadas, considerando a presença de brecha basáltica e sua posição em relação aos locais de concentração de tensões.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, F.F.M.; RIBEIRO, A.C.O. A terra em transformação. In: OLIVEIRA, M.S.; BRITO, S.N.A. (Eds.) **Geologia de engenharia**, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), São Paulo. p. 7-13.

ALMEIDA E SOUSA, J.N.V. (1998) **Túneis em maciços terrosos**. Tese de Doutoramento pela Universidade de Coimbra - FCTUC. Coimbra, Portugal 623p.

ALMEIDA E SOUSA (2005) **Projecto de túneis**. Apostila do curso de mestrado da Universidade de Coimbra. Coimbra, Portugal 307p.

ALMEIDA E SOUSA, J.N.V. (2009) Comunicação pessoal.

ALEJANO, L.R., ALONSO, E. (2005) Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. 42 (2005) p. 481-507.

ANGELIER, J. & MECHLER, P. (1977). Sur une methode graphique de recherché des contraintes principales egalment utilisable en tectonique et sen seismologie: la methode des diedres droits. **Bull. Soc. Geól. France.**, v.19, p. 1309-1318.

ARNOLD, G.P. (1993) **Estudo do comportamento mecânico de basaltos alterados do Rio Grande do Sul para emprego em pavimentos rodoviários**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul PPGEC/UFRGS, p. 145.

ASTM D 5731 – 95 Standard test method for determination of the point load strength index or rock. American Society for Testing and Materials, ASTM Designation D 5731-95.

ASTM D 2938 – 95 Unconfined compressive strength of intact rock core specimens. American Society for Testing and Materials, ASTM Designation D 2938-95.

ASTM D 4543 Practice for preparing rock core specimens and determining dimensional and shape tolerances. American Society for Testing and Materials, ASTM Designation D 4543.

ASTM D 3967 – 95 Splitting tensile strength of intact rock core specimens. American Society for Testing and Materials, ASTM Designation D 3967 - 95.

- BARTON, N., LIEN, R.; LUNDE, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics**, volume 6, n 4, 1974, p 189-236.
- BARTORELLI, A., HARALYI, N. (1998). Geologia do Brasil. In: OLIVEIRA, M.S.; BRITO, S.N.A. (Eds.) **Geologia de engenharia**, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), São Paulo. p. 57-67.
- BOLTON, M.D. (1986) The strength and dilatancy of sands. **Geotechnique**, nº1, vol 36, p. 65-78.
- BRITO, S.N.A., FIGUEIREDO, R.P. (2004) Discussão sobre o artigo “Estado de tensões virgens do maciço rochoso da UHE Itá”. **Solos e Rochas**, nº1 vol. 27 p. 91-104.
- BROWN, E.T. (1987) **Analytical and computational methods in engineering rock mechanics**. Allen & Unwin (Publishers) Ltd, 40 Museum Street, London WC1A 1LU, UK. 259 p.
- BROOK, N. (1985) The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol 22, 1985, p. 61-70.
- BERNAUD, D. (2006) Notas de aula da disciplina “Iteração Solo x Estrutura” – PPGEC/UFRGS.
- BRADY, B. H. G., BROWN, E. T. (1993) **Rock mechanics for underground mining**, Second Edition, Chapman & Hall, Londres. p. 571.
- BRACE, W.F., MARTIN, R.J. (1968) A test of the law of effective stress for crystalline rocks of low porosity. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol 5, N 1, 1968, p. 415-426.
- BRESSANI, L.A. (1990) **Experimental properties of bonded soils**. London, 1990. 459p. Tese (Ph.D.) – University of London.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1974) Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling, Proc. **Third international congress on rock mechanics, ISRM**, Denver, Volume 11A, 1974, p 27-32.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1975) The point load test in geotechnical practice. **Engineering geology**, Volume 9, 1975, p 1-11.

BIENIAWSKI, Z.T. (1976) **Rock mass classification in rock engineering. Exploration for rock engineering.** A.A.Balkema: Cape Town, p. 97-107.

BIENIAWSKI, Z.T. (1978) Determining rock mass deformability: experience from case histories. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Volume 15, number 5, 1978, p 237-248.

BORTOLUCCI, A. A., CELESTINO, T.B. (1990). Determinação da curva completa tensão deformação de basaltos da Formação Serra Geral. **Congresso Suramericano de Mecânica de Rocas.** Caracas, 1990, p. 63 a 69.

CLAYTON, C. R. I., KHATRUSH, S.A., BICA, A.V.D., SIDDIQUE, A. (1989). The use of Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation, *Geotechnical Testing Journal*. nº 1, Vol. 12, p.69-76.

CLAYTON, C. R. I., BERG, J. P. V. D., HEYMANN, G., BICA, A. V. D., HOPE, V. (2002). The performance of pressure cells for sprayed concrete tunnel linings. **Géotechnique**, nº 2, vol. 52, p.107-115.

CLAYTON, C. R. I., HOPE, V., HEYMANN, G., BERG, J. P. V. D., BICA, A. V. D. (2000). Instrumentation for monitoring sprayed concrete lined soft ground tunnels. **Geotechnical Engineering**, vol.143, p.119-130.

CUNHA, F.S.S. da. (1996). **Análise Estrutural e Estatística de Lineamentos Aplicada à Pesquisa Mineral: O Caso da Região de Porto Nacional (TO).** Dissertação de Mestrado (PPGEM-EE-UFRGS). Porto Alegre, RS. 110p. (Inédito).

DUNNE, W.M. & HANCOCK, P.L. 1994. Palaeostress analysis of small-scale brittle structures. In: Hancock, P. L. (ed). *Continental Deformation*. Pergamon Press. New York, p. 101-120.

EDELBRO, C. (2003) **Rock mass strength: a review.** Technical report. ISSN 1402 1536

FENG, X., KATSUYAMA, K., YONGJIA, W. LIN, Y. (2002). A new direction Intelligent Rock Mechanics and Rock Engineering. 2 **New development in rock mechanics and rock engineering.** Chinese Shenyang Tohoku University.

GONZÁLEZ DE VALLEJO, L.I. (2004) **Ingeniería geológica.** Isabel Campella. Orymu SA. 715p.



- GOODMAN, R. E. (1989). **Introduction to rock mechanics**. 2nd ed. John Wiley & Sons. N. Y. p. 562.
- HERRENKNECHT, M., REHM, U. (2003) **Hard rock technology**. Soft Ground and Hard Rock Mechanical Tunneling Technology Seminar, Colorado School of Mines (CSM), Herrenknecht A.G., and American Underground Construction Association.
- HOEK E., BROWN E.T. (1980) **Underground excavations in rock**, The Institution of Mining and Metallurgy, London, p. 527.
- HOEK, E. (1983) Strength of jointed rock masses, 23<sup>rd</sup>. Rankine Lecture. **Geotechnique**. vol. 33 n<sup>o</sup> 3 p. 186-223.
- HOEK, E. (1994) Strength of rock and rock masses, **ISRM News Journal**, 2(2), p. 4-16.
- HOEK, E., BROWN, E.T. (1997) Practical estimates of rock mass strength, **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, vol 34, N 8, 1997, p. 1165-1186.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C., CORKUM, B. (2002)l, Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, **proc. NARMS-TAC Conference**, Toronto, 2002, vol 1, p. 267-273.
- IBGE (1986), Projeto Radambrasil. Mapa geológico Folha SH/SI.22/21\* Escala 1:250.000. São Paulo, v.33.
- JAEGER, J.C.; COOK, N.G.W. (1976). **Fundamentals of rock mechanics**. 2nd ed. New York, Halsted Press, a Division of John Wiley and Sons, Inc., 1976. 585p.
- JAEGER, J.C. (1971) Friction of rocks and stability of rock slopes, 11 rd. Rankine Lecture. **Geotechnique**. vol. 21 n<sup>o</sup> 2 p. 97-134.
- KANJI, M.A. (1998) Experiences with hydro-jacking tests for the state of stress determination in jointed rock masses. In SILVA, L.A.A.; QUADROS, E.F.; GONÇALVES H.H.S. (Eds.) **SAROCKS' 98 – Design and construction in mining, petroleum and civil engineering**. São Paulo, 1998.
- LEINZ, V., AMARAL, S.E. (1980) **Geologia geral**. Ed. Nacional, São Paulo, 8ed. 397p.

LI, S., YANG, J., HAO, W., SHANG, Y. (2006). Intelligent back-analysis of displacements monitored in tunneling. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 43. p. 1118–1127.

MAFRA, J. M. Q., ARAÚJO, L. G. (2003). O estado de tensões virgens no maciço rochoso da UHE Itá. **Solos e Rochas**, nº2 vol. 26 p. 97-113.

MAIER, G., HUECKEL, T. (1979) Nonassociated and coupled flow rules of elastoplasticity for rock-like materials. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 16. p. 77-92.

MARTINS, F.B. (2001) **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado**. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 303p.

NBR 12766 – Rochas para revestimento – Determinação da massa específica aparente, porosidade aparente e absorção d'água aparente. ABNT 12766 / 1992.

NIEBLE, C. (2006) Riscos geológicos – geotécnicos na construção de hidrelétricas – o caso de Câmara, Itapebi e usinas no sul do Brasil. In STRAUSS, M.; GOBBI, F. (Eds.) **GEOSUL 2006 - V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul do Brasil**. Porto Alegre, RS.

NIEBLE, C. M., KANJI, M.A. (2006) Estados de tensões anômalas em maciços rochosos do Brasil e seus efeitos em obras de engenharia. In STRAUSS, M.; GOBBI, F. (Eds.) **GEOSUL 2006 - V Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul do Brasil**. Porto Alegre, RS.

NUMMER, A.V. (2003) **Parâmetros geológico-geotécnicos controladores dos movimentos de massa na Rota do Sol/RS 486 – Itati, RS**. Tese de doutorado. PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2003. 241p.

NUÑEZ, W.P. (1997) **Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados**. Tese de doutorado. PPGEC/UFRGS. P 271.

ORTLEPP, W.D. (1993) High ground displacement velocities associated with rockburst damage. Rockburst and Seismicity in Mines, Young (ed.) 1993 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 320 5.

OZDEMIR, L., NILSEN, B. (2003) **Recommended laboratory rock testing for TBM projects**. Soft Ground and Hard Rock Mechanical Tunneling Technology Seminar, Colorado School of Mines (CSM), Herrenknecht A.G., and American Underground Construction Association.

PALMA FILHO, E.A., ZINGANO, A.C., KOPPE, J.C., COSTA, J.F.C.I. (2007) Caracterização da distribuição de tensões nos túneis da reversão, Rota do Sol, utilizando o Plaxis tunnel 3D. **GEORS 2007 IV Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul**. Ijuí, RS, Brasil. 71-93-2007-03-18.pdf.

PAN X.D., BROWN, E.T. (1996). Influence of axial stress and dilatancy on rock tunnel stability." **Journal of Geotechnical Engineering** 122(2): 139-146.

PINTER, P., BRESSANI, L.A., GOBBI, F. (2008) Aplicação de análises químicas e petrográficas para a classificação de algumas rochas efusivas da Formação Serra Geral e sua aplicação na interpretação de ensaios mecânicos. **Anais**. Salão de Iniciação Científica UFRGS 2008.

REGINATO, P.A.R. (2003) **Integração de dados geológicos para prospecção de aquíferos fraturados em trecho da Bacia Hidrográfica Taquari-Antas (RS)**. Tese de doutorado. PPGEM/UFRGS, p. 248.

REINECKER, J., HEIDBACH, O., TINGAW, M., SPERNER, B., & MULLER, B. (2005): **The 2005 release of the World Stress Map** (available online at [www.world-stress-map.org](http://www.world-stress-map.org)).

REIS, R.M., VILAR, O.M., AZEVEDO, R.F. (2004) Curvas de plastificação de um solo saprolítico de gnaiss. 5º Simpósio brasileiro de solos não saturados. **Anais**, São Carlos, SP, USP. P. 103 – 108.

ROCHA, M., SILVÉRIO, A., OLIVEIRA PEDRO, J., SINTRA DELGADO, J., (1975). Nova forma de defórmetro desenvolvido pelo LNEC para determinação do estado de tensões em maciços rochosos. **Geotecnia**, nº1 p. 35-43.

SHARAN, S. K. (2003). "Elastic-brittle-plastic analysis of circular openings in Hoek-Brown media." **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** 40(6): 817-824.

SHARAN, S. K. (2008). "Analytical solutions for stresses and displacements around a circular opening in a generalized Hoek-Brown rock." **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** 45(1): 78-85.

SHEORY, P.R. (1994). A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.** Abstr. 31(1), 23-34.

SILVÉRIO, A. (1975). Ensaios "in situ" no domínio dos túneis em maciços rochosos. **Geotecnia**, nº 1, p. 43-76.

STACEY, T R and ORTLEPP, W D (2007) Yielding rock support – the capacities of different types of support, and matching of support type to seismic demand, in Challenges in Deep Level Mining, Eds Potvin, Hadjigeorgiou and Stacey, Australian Centre for Geomechanics, pp 407-411.

STRIEDER, A.J. & AMARO, V.E. (1997). Estruturas de lineamentos extraídos de imagens de sensores remotos. EGATEA. **Revista da escola de engenharia**, Porto Alegre. v. 25, nº 4, julho-agosto de 1997. p.109-117.

SZABÓ, G.A.J., BABINSKI, M., TEIXEIRA, W. (2003) Rochas ígneas, In. TEIXEIRA, M., TOLEDO, M.C.M., FAIRCHILD, R.T., TAIOLI, F. **Decifrando a terra**, Oficina de textos, 2000, São Paulo. 2ª Reimpressão, 2001. p. 327-347.

TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical soil mechanics**. John Wiley e Sons Inc., New York. 510p.

VALLEJO, L.I.G., FERRER, M., ORUÑO, L., OTEO, C. (2002) **Ingeniería geológica**, Person Educación, Madrid, 2002. 744p.

VERMEER, PA (2001). On a smart use of 3D-FEM in tunnel-. ling. Bulletin of the PLAXIS Users Association (NL), Nº 11,. Delft.

WAWERSIK, W.R., BRACE, W.F. (1971) Post failure behavior of a granite and a diabase. **Rock Mechanics**, vol. 3, nº2, 1971, pages 61-85.

ZALAN, P.V.; WOLFF, S.; CONCEIÇÃO, J.C.J., MARQUES, A.; ASTOLFI, M.A.M.; VIEIRA, I.S.; APPI, V.T.; ZANOTTO, O.A. (1990). Bacia do Paraná. In: RAJAGABAGLIA, G.P. & MILANI, E.J. (Coords.) **Origem e Evolução das Bacias Sedimentares**. Rio de Janeiro:PETROBRÁS, p.135-168.


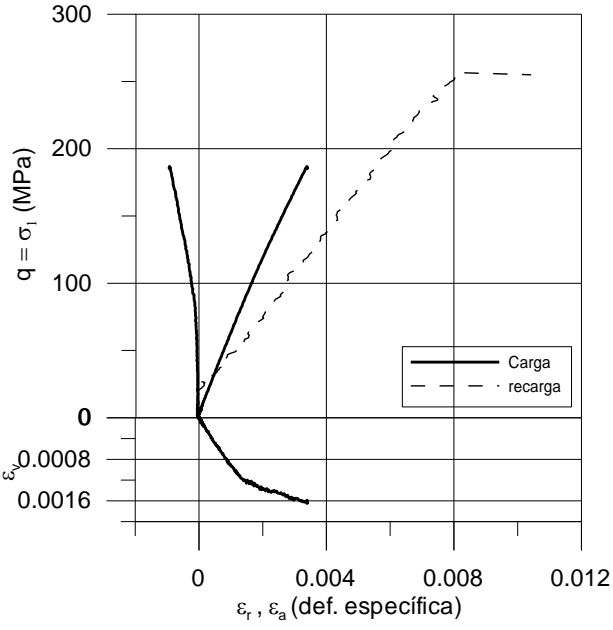
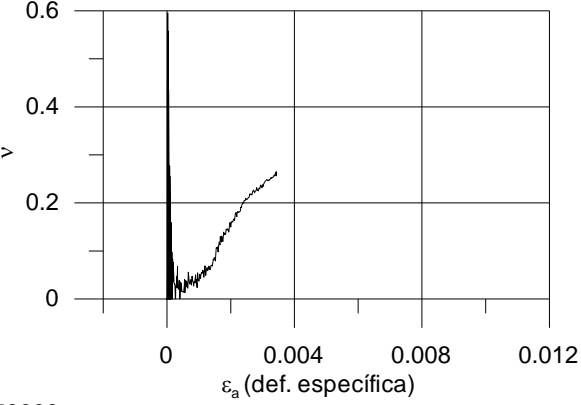
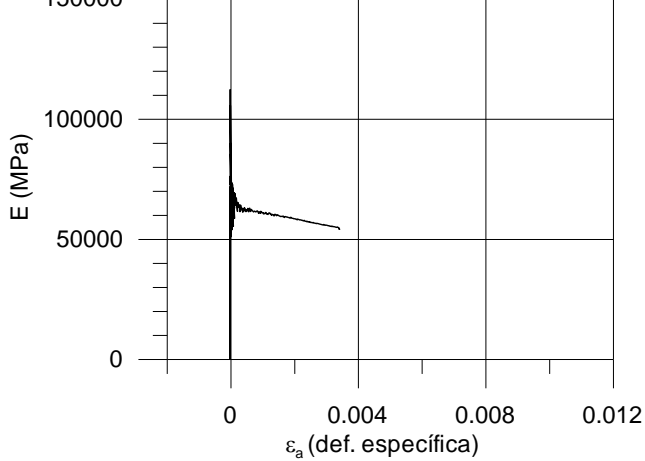
## **ANEXO 1 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES**

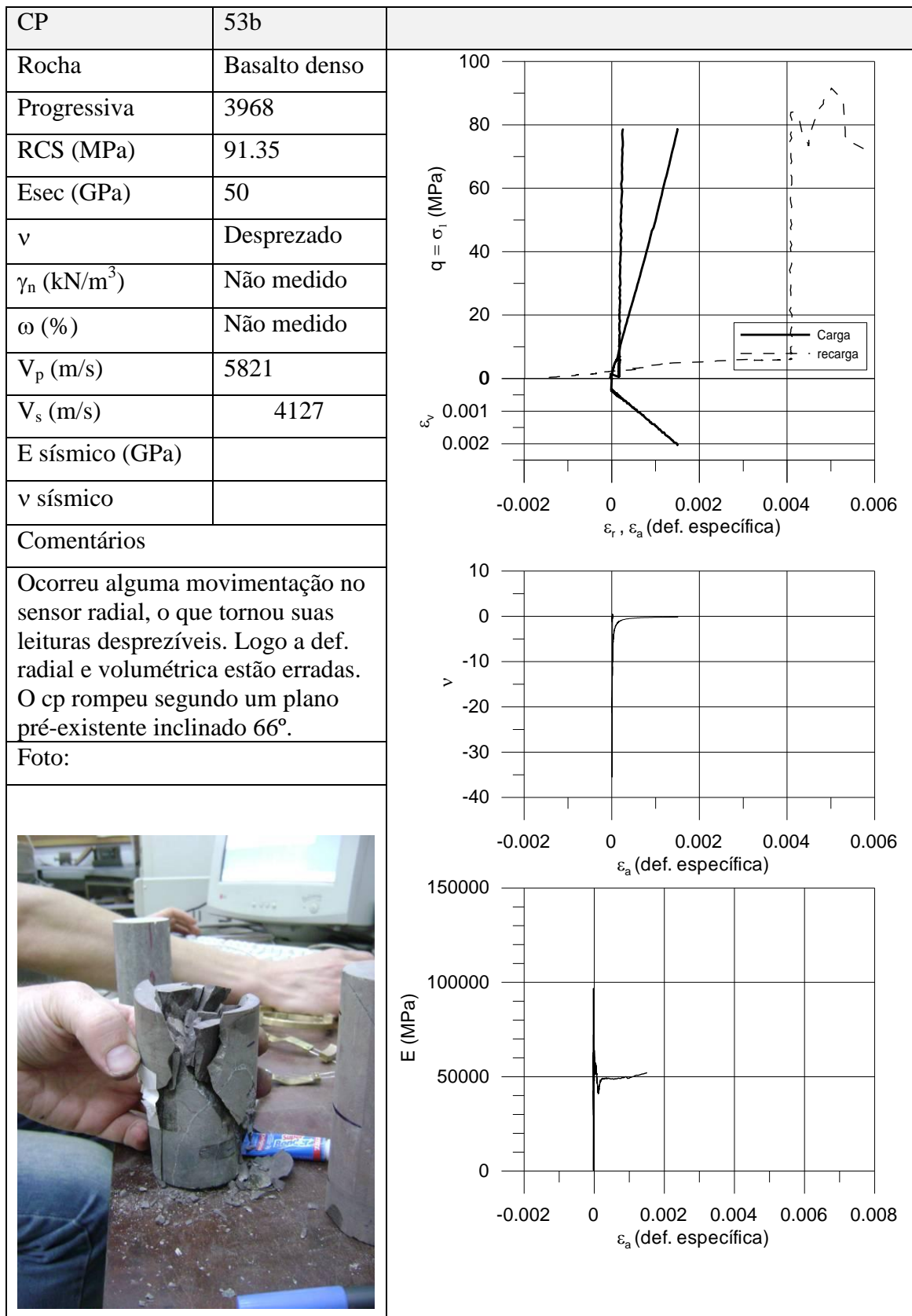
### **6.1 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha**

Neste procedimento de amostragem foram coletados blocos de rocha durante os processo de escavação do túnel. Estes blocos, de grandes dimensões, foram levados para o laboratório de concreto da obra e lá foram cortados os corpos de prova utilizando um extrator.

### 6.1.1 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha de basalto denso

CP	41b	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	60	
RCS (MPa)	135.16	
Esec (GPa)	40	
$\nu$	0.05	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	28.76	
$\omega$ (%)	1.93	
$V_p$ (m/s)	5283	
$V_s$ (m/s)	3914	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 30/09/2008. Existia um plano pré determinado junto ao pé. Com inclinação de 46°.		
Foto:		

CP	43b	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	60	
RCS (MPa)	255.93	
Esec (GPa)	60	
$\nu$	0.05	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	28	
$\omega$ (%)	1.98	
$V_p$ (m/s)	5477	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 30/09/2008. Ruptura rúptil, explosiva, fratbmentando o cp em diversas partes.		
Foto:		
		
		
		
		



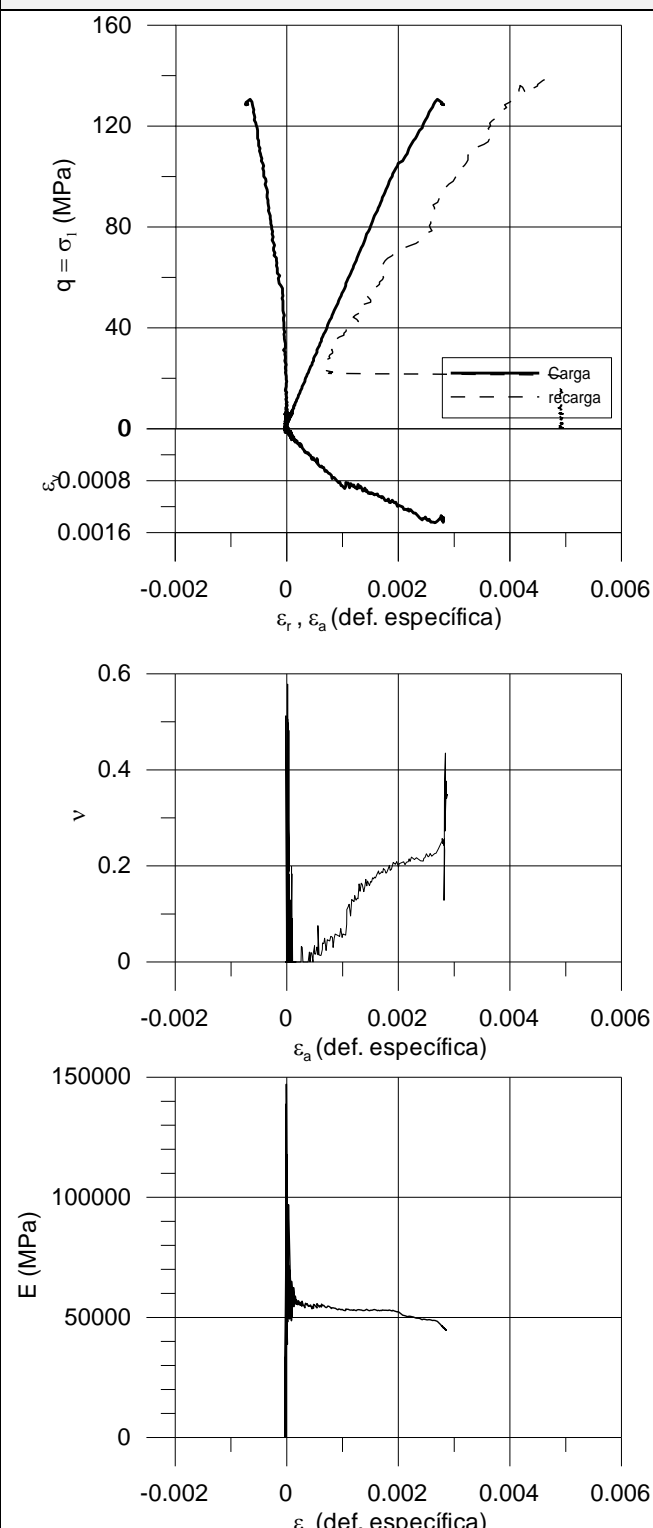


CP	60b	
Rocha	Basalto denso	<p>The figure contains three vertically stacked graphs. The top graph plots axial stress <math>q = \sigma_1</math> (MPa) on the y-axis (0 to 200) against specific strain <math>\epsilon_r, \epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (-0.002 to 0.006). It shows a solid line for 'Carga' (loading) and a dashed line for 'recarga' (reloading). The bottom-left graph plots Poisson's ratio <math>\nu</math> on the y-axis (0 to 0.6) against axial strain <math>\epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (-0.002 to 0.006), showing a sharp peak at zero strain. The bottom-right graph plots an unlabeled y-axis (0 to 150000) against axial strain <math>\epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (-0.002 to 0.006), showing a hysteresis loop.</p>
Progressiva	3968	
RCS (MPa)	174.48	
Esec (GPa)	74.5	
$\nu$	0.06	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5970	
$V_s$ (m/s)	4311	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
O sensor A1 apresentou deslocamentos negativos no início do ensaio. E depois entrou em curso normal. Utilizei pra calculo das deformações apenas o sensor A2.		
Foto:		
<p>A photograph showing a cylindrical rock sample, likely basalt, mounted on a testing rig. The sample is surrounded by other laboratory equipment, including a keyboard and other rock samples.</p>		


CP	69b	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3775	
RCS (MPa)	95.77	
Esec (GPa)	50.3	
$\nu$	0.06	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5513	
$V_s$ (m/s)	3935	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Inclinação dos planos: 60° e 78°.		
Foto:		


CP	73b	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3775	
RCS (MPa)	72.8	
Esec (GPa)	37.2	
$\nu$	0.2	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	2.30	
$V_p$ (m/s)	4916	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
O valor do coef. De Poisson era constante e igual a 0,06 até pouco antes da def. axial de 0,001.		
Foto:		
Sem imagem		

CP	74b	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3775	
RCS (MPa)	120.82	
Esec (GPa)	45.7	
$\nu$	0.05	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	1.90	
$V_p$ (m/s)	5169	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Um plano inclinado com iclinações entre 60° e 72°.		
Foto:		
Sem imagem		

CP	147	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3540.8	
RCS (MPa)	138.72	
Esec (GPa)	53	
$\nu$	0.06	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	2.59	
$V_p$ (m/s)		
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Plano de ruptura com inclinação entre 64° e 68° com a horizontal.		
Foto:		
Sem imagem		

### 6.1.2 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha de basalto vesicular amigdalóide – BVA

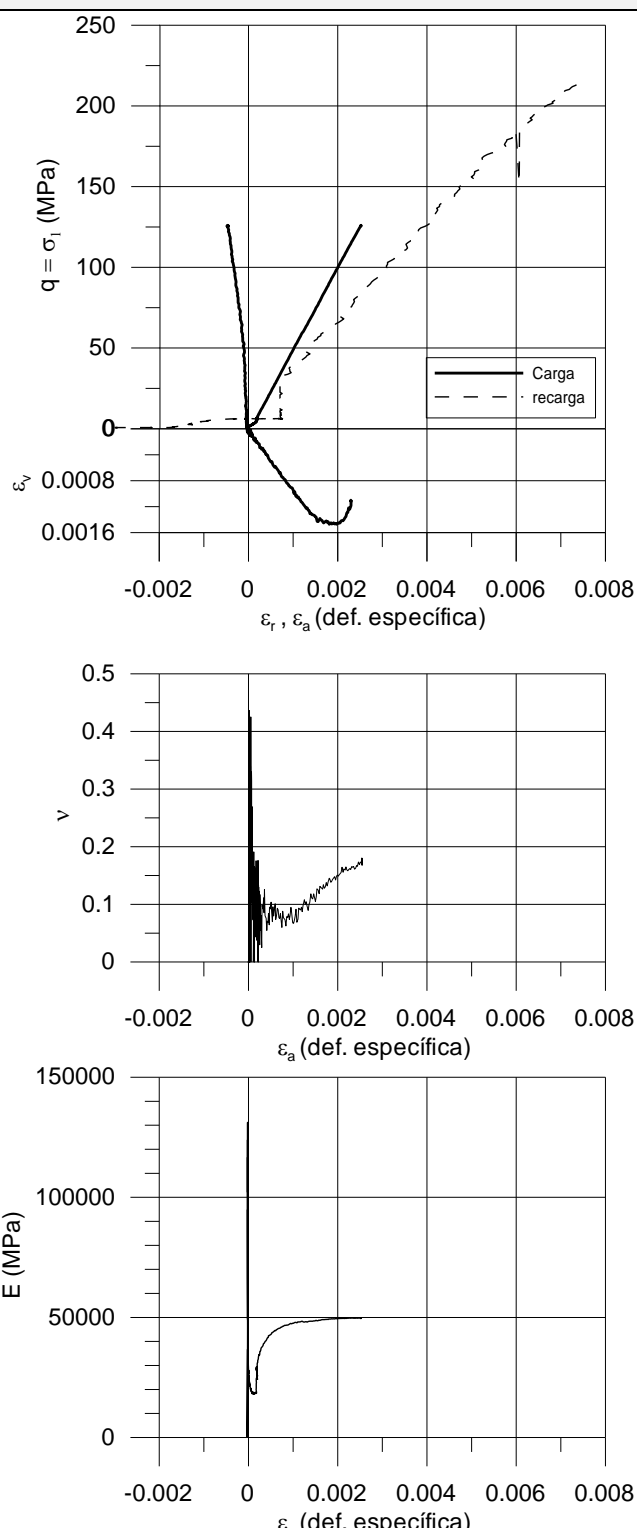
CP	19	
Rocha	BVA	Sem instrumentação local
Progressiva	3775	
RCS (MPa)	148,19	
Esec (GPa)	Não medido	
$\nu$	Não medido	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)		
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado sem instrumentação.		
Foto:		
		

CP	28	
Rocha	BVA	Sem instrumentação local
Progressiva	3775	
RCS (MPa)	150,98	
Esec (GPa)	20 (medição externa)	
$\nu$	Não medido	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)		
$V_s$ (m/s)	3574	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado sem instrumentação.		
Foto:		
		

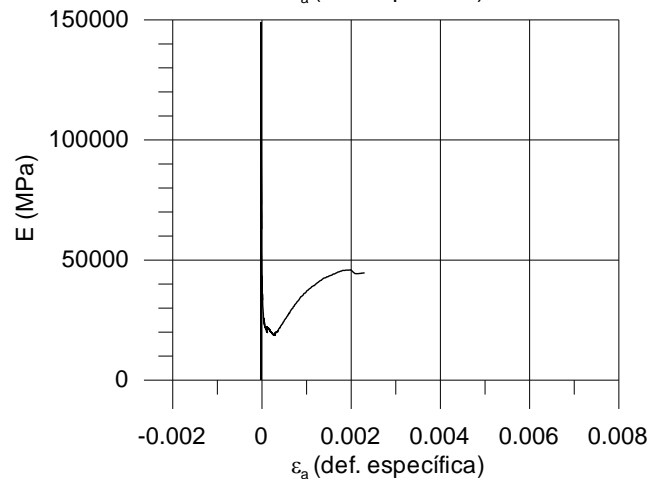
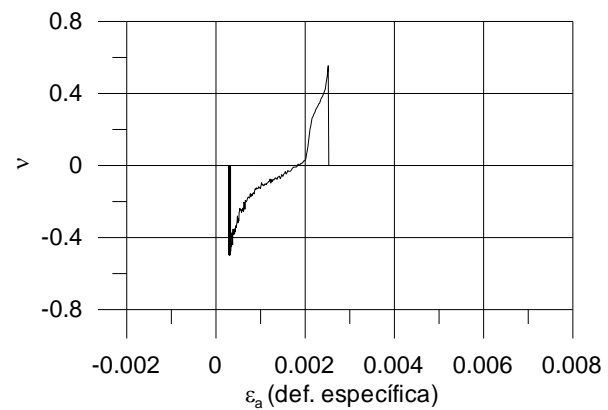
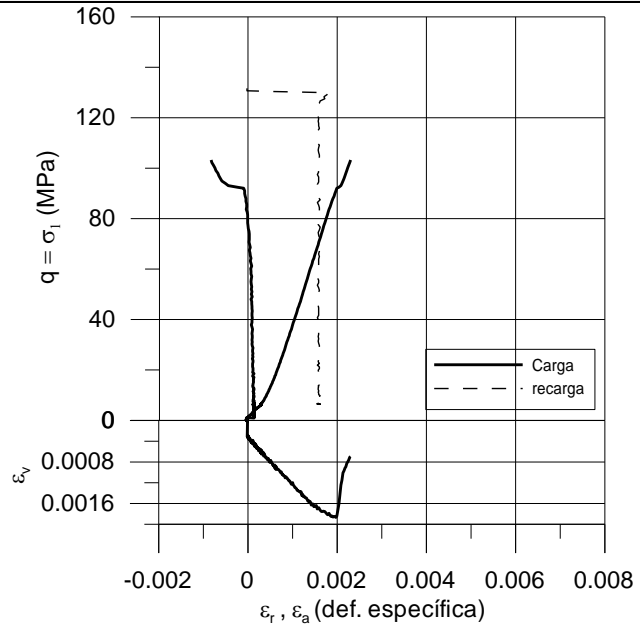
CP	55	
Rocha	BVA	
Progressiva	3969	
RCS (MPa)	92,14	
Esec (GPa)	58,64	
$\nu$	0,07	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5333	
$V_s$ (m/s)	3900	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 31/10/2008. Ruptura ocorreu segundo plano inclinado na base. Dois planos formando um V na base do cp.		
Foto:		
Sem imagem		


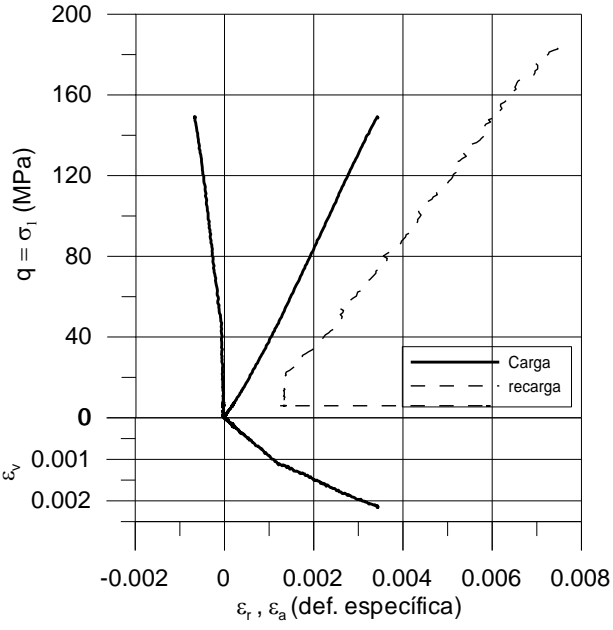
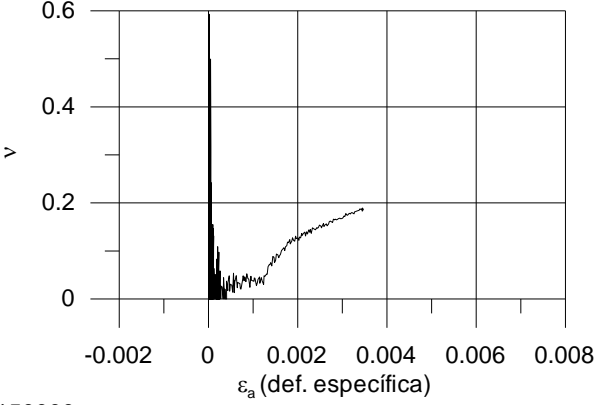
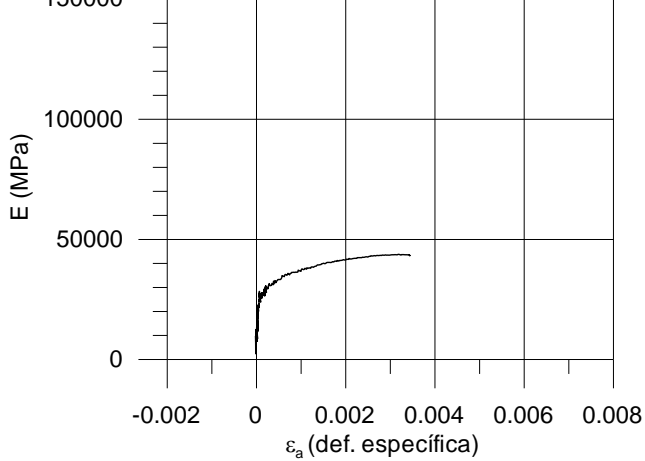


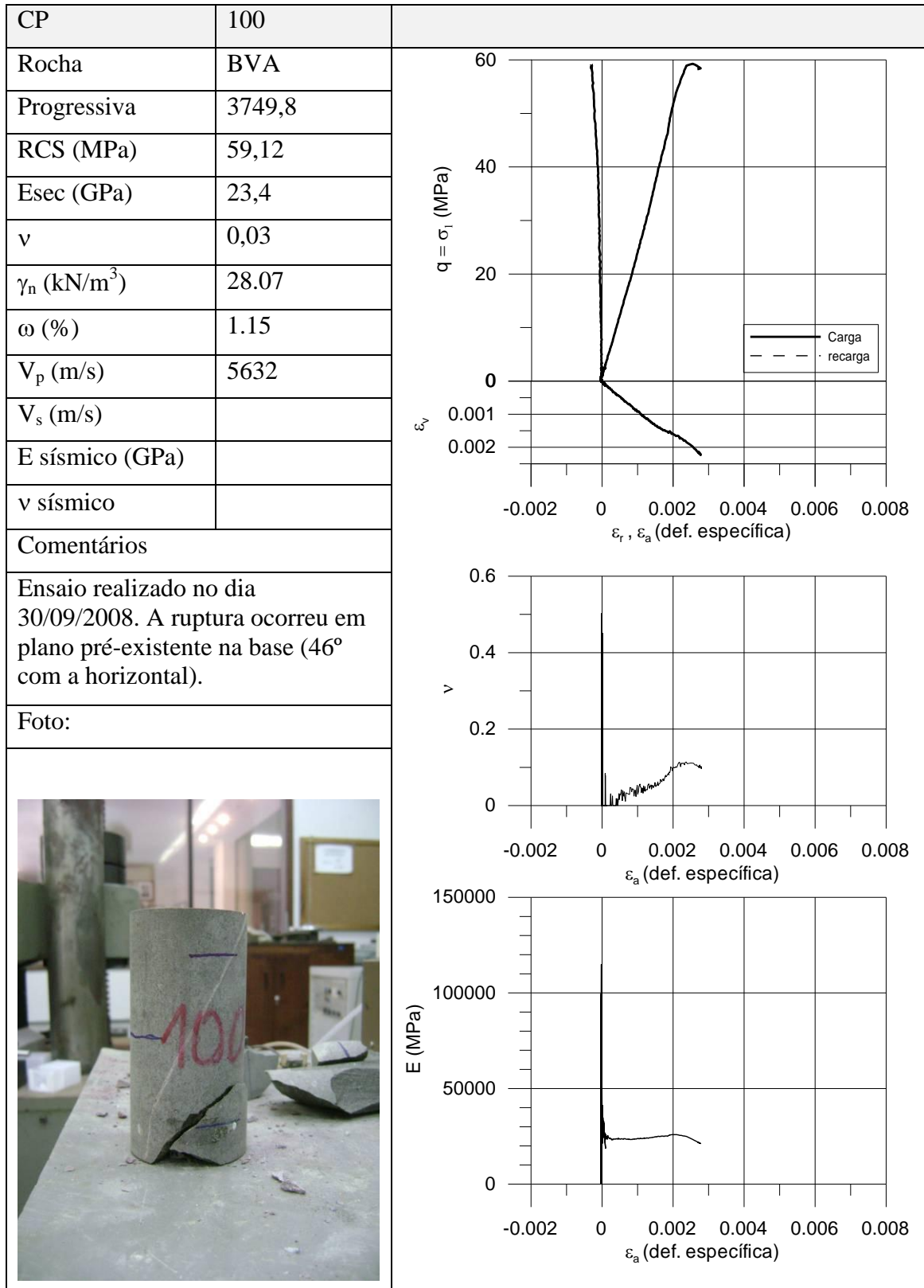
CP	94	
Rocha	BVA	
Progressiva	3749.8	
RCS (MPa)	203,23	
Esec (GPa)	56,15	
$\nu$	0,04	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5014	
$V_s$ (m/s)	3760	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 30/10/2008. O lvdtd não foi recolocado na posição inicial na recarga, fato pelo qual a curva de recarga é vertical.		
Foto:		
Sem imagem		

CP	95	
Rocha	BVA	
Progressiva	3749,8	
RCS (MPa)	214,12	
Esec (GPa)	47,2	
$\nu$	0,07	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	2,38	
$V_p$ (m/s)	5174	
$V_s$ (m/s)	3844	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Explodiu. Ficou apenas a base do cp, com um v formado por planos inclinados.		
Foto:		
Sem imagem		

CP	96	
Rocha	BVA	
Progressiva	3749,8	
RCS (MPa)	133,5	
Esec (GPa)	36,2	
$\nu$	Desconsiderado	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	2,25	
$V_p$ (m/s)	5463	
$V_s$ (m/s)	4036	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 31/10/2008. Ruptura em planos pré existentes. Ocorreram deformações diametrais positivas ou seja, contração durante boa parte do ensaio. Essas provavelmente sejam devidas a colocação do sensor radial fora do range.		
Foto:		
Sem imagem		

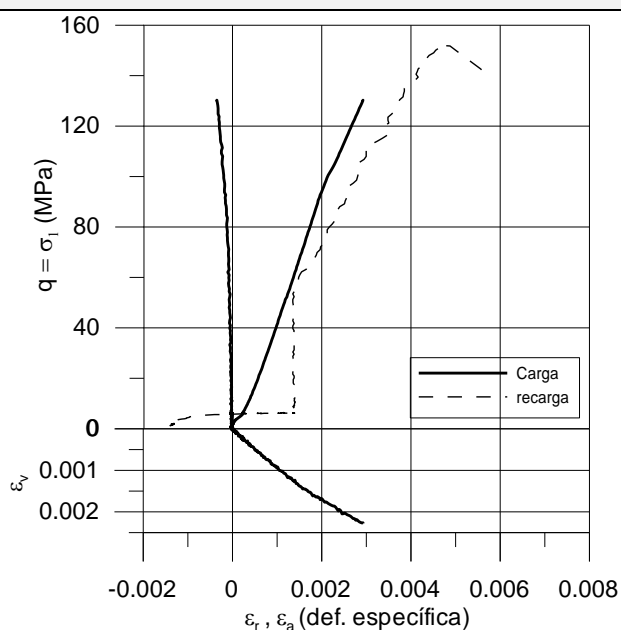
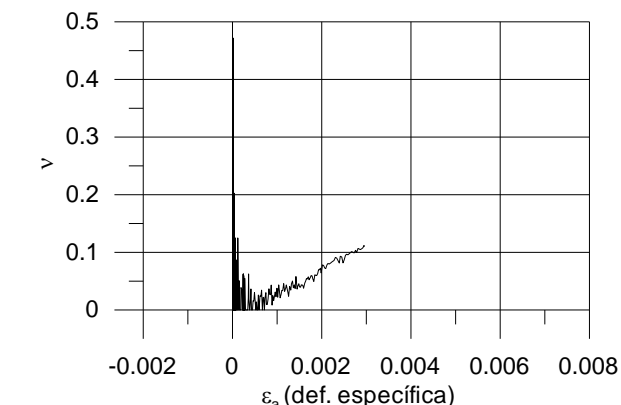
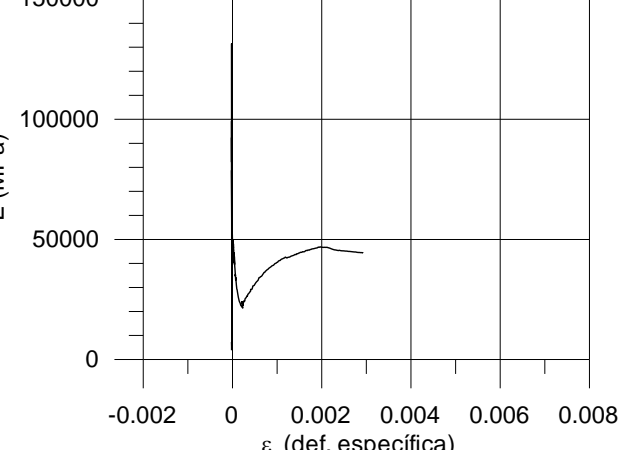


CP	98	
Rocha	BVA	
Progressiva	3749.8	
RCS (MPa)	184.89	
Esec (GPa)	36	
$\nu$	0.04	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	28.23	
$\omega$ (%)	2.57	
$V_p$ (m/s)	4979	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		
		  



CP	101	
Rocha	BVA	
Progressiva	3749,8	
RCS (MPa)	151,72	
Esec (GPa)	40	
$\nu$	0,02	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5431	
$V_s$ (m/s)	4002	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 31/10/2008. Rompeu em plano pré existente preenchido com zeólitas.		
Foto:		
Sem imagem.		

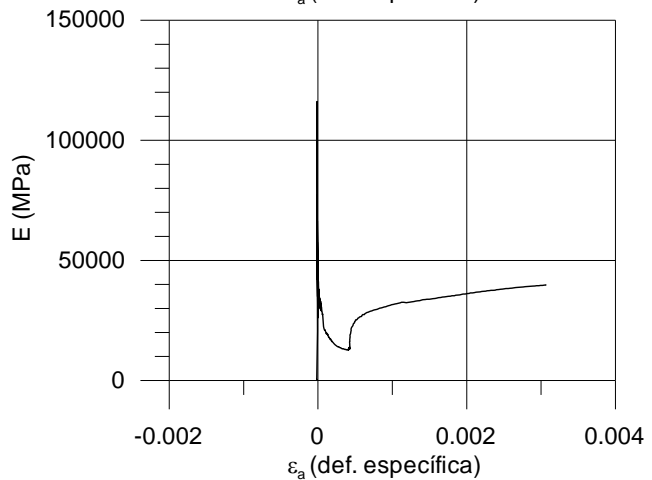
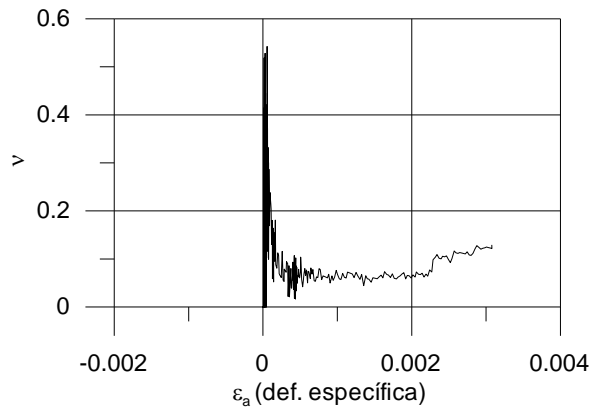
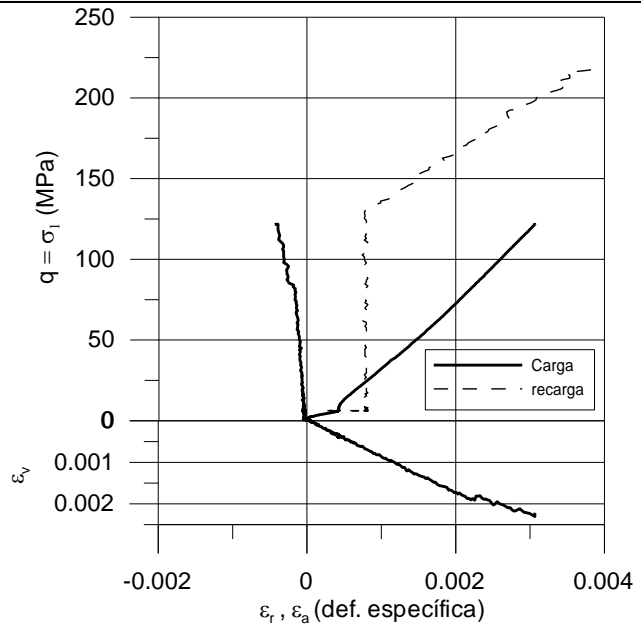




CP	102	
Rocha	BVA	
Progressiva	3749,8	
RCS (MPa)	144,19	
Esec (GPa)	30,3	
$\nu$	0,03	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5307	
$V_s$ (m/s)	3873	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 31/10/2008. Ruptura segundo plano inclinado.		
Foto:		
Sem imagem.		


CP	105	
Rocha	BVA	
Progressiva	3749,8	
RCS (MPa)	113,65	
Esec (GPa)	47,9	
$\nu$	0,05	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	2,69	
$V_p$ (m/s)	5185	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 26/09/2008. Ruptura por cisalhamento, com plano circular, inclinação do plano variando de 85° e 69° com a horizontal. Fratura em $\nu$ no topo (71° a 69°) segmento verticalizado (85°) e do meio para baixo plano inclinado com 69°.		
Foto:		
Sem imagem.		
		<p>The figure contains three vertically stacked graphs. The top graph plots axial stress <math>q = \sigma_1</math> (MPa) on the y-axis (0 to 120) against axial strain <math>\epsilon_r, \epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (-0.002 to 0.004). It shows a loading curve (solid line) and a reloading curve (dashed line). The middle graph plots shear stress <math>\tau</math> on the y-axis (0 to 0.4) against shear strain <math>\epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (-0.002 to 0.004). The bottom graph plots modulus <math>E</math> (MPa) on the y-axis (0 to 150000) against axial strain <math>\epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (-0.002 to 0.004).</p>





CP	110	
Rocha	BVA	
Progressiva	3749,8	
RCS (MPa)	217,75	
Esec (GPa)	31,1	
$\nu$	0,07	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5335	
$V_s$ (m/s)	3961	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 31/10/2008. Explodiu. Formaram-se dois planos de cisalhamento no topo, onde havia pó após a ruptura e um plano verticalizado no centro, limpo, onde ocorreu ruptura por tração.		
Foto:		
Sem imagem.		

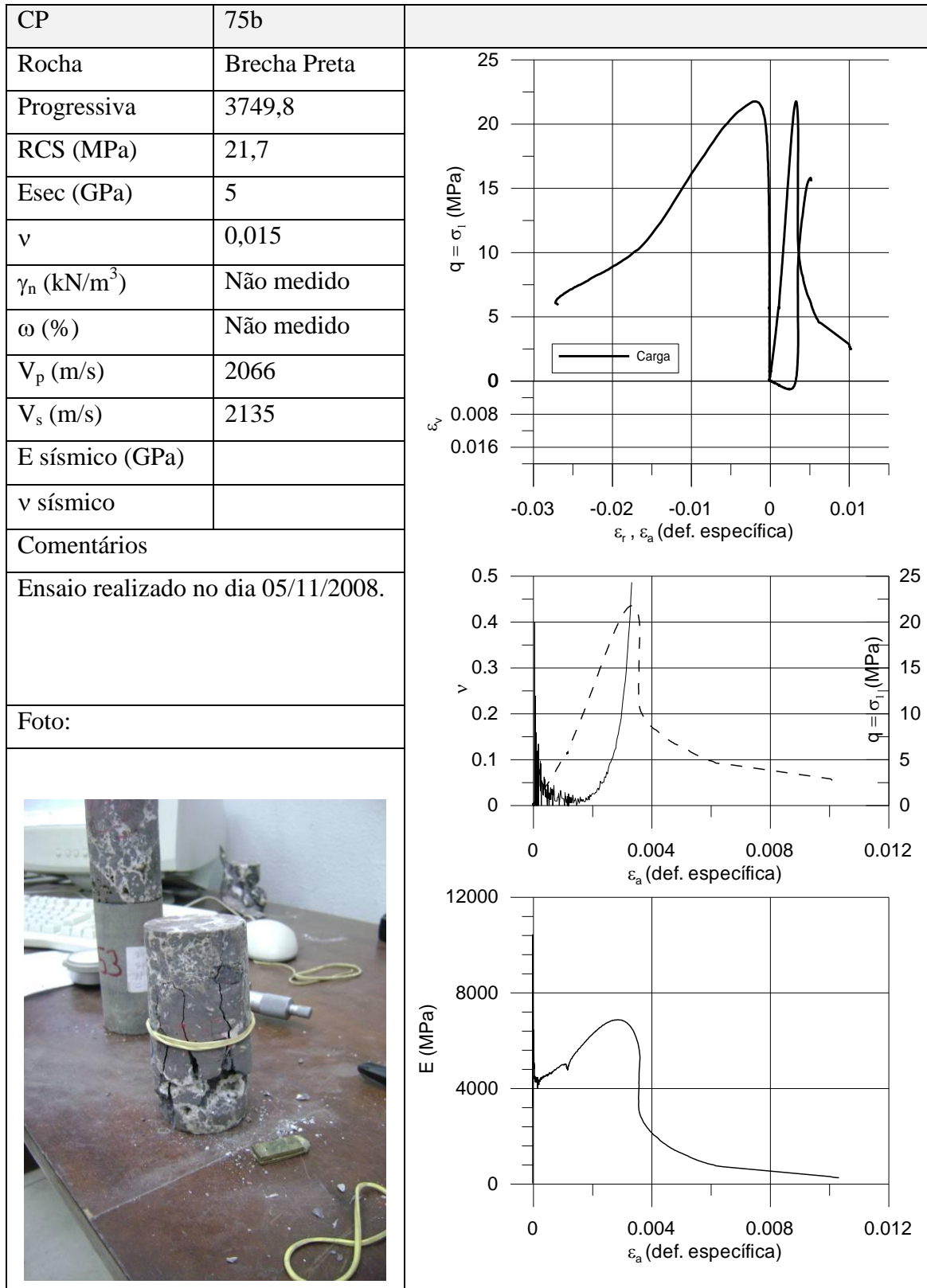


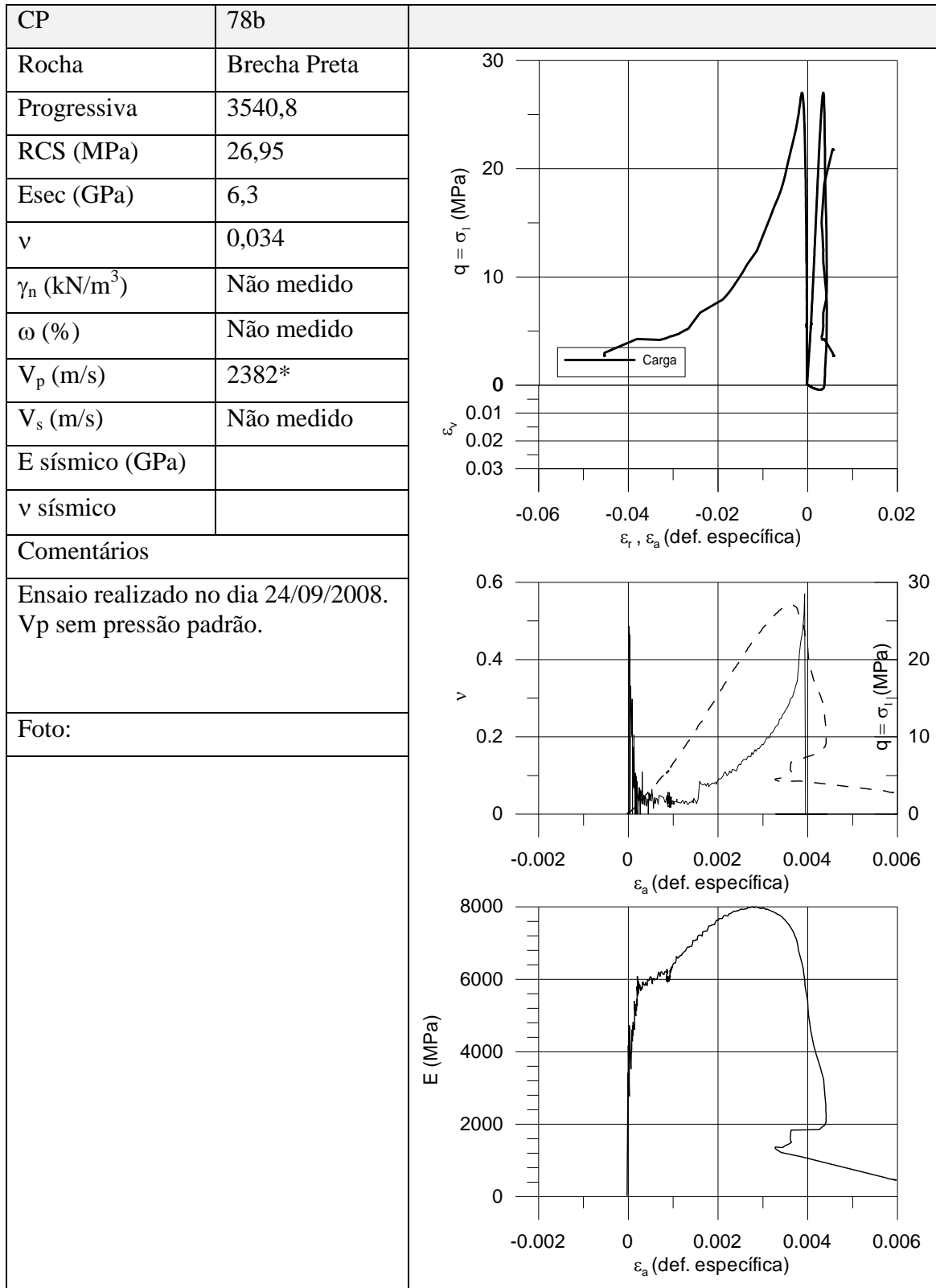
### 6.1.3 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha de brecha preta

CP	09b	
Rocha	Brecha Preta	
Progressiva	3775	
RCS (MPa)	58,66	
Esec (GPa)	14 (medição externa)	
$\nu$	Não medido	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)		
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 29/05/2008, sem instrumentação. Apenas rompendo o CP como os de concreto.		
Foto:		
		

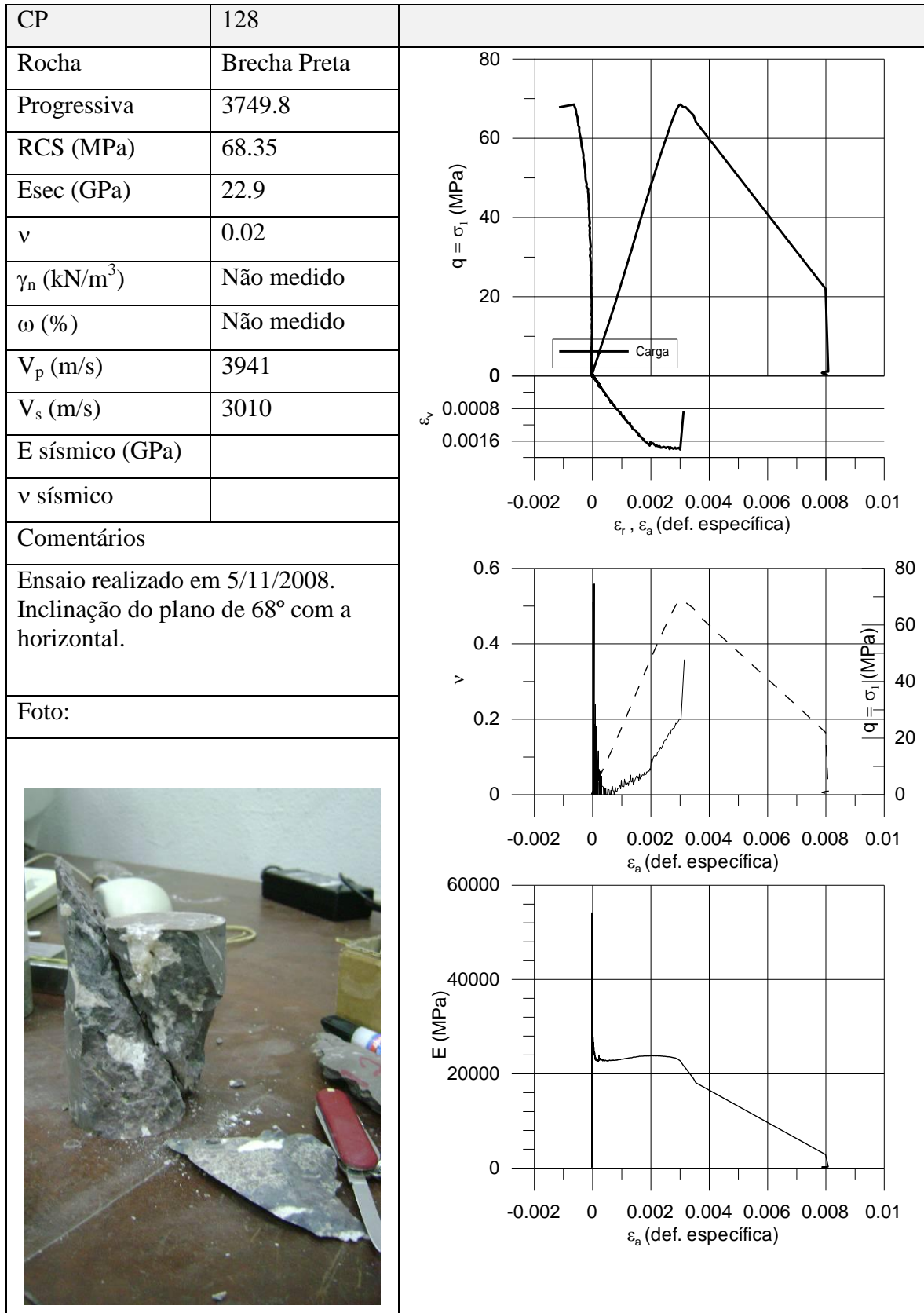
CP	10b	
Rocha	Brecha Preta	
Progressiva	3775	
RCS (MPa)	29,31	
Esec (GPa)	Não medido	
$\nu$	Não medido	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	Não medido	
$V_s$ (m/s)	Não medido	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 29/05/2008, sem instrumentação. Apenas rompendo o CP como os de concreto.		
Foto:		
		

CP	13b	
Rocha	Brecha Preta	
Progressiva	3775	
RCS (MPa)	70,4	
Esec (GPa)	14 (medição externa)	
$v$	Não medido	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	Não medido	
$V_s$ (m/s)	Não medido	
E sísmico (GPa)		
$v$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 29/05/2008, sem instrumentação. Apenas rompendo o CP como os de concreto.		
Foto:		
		

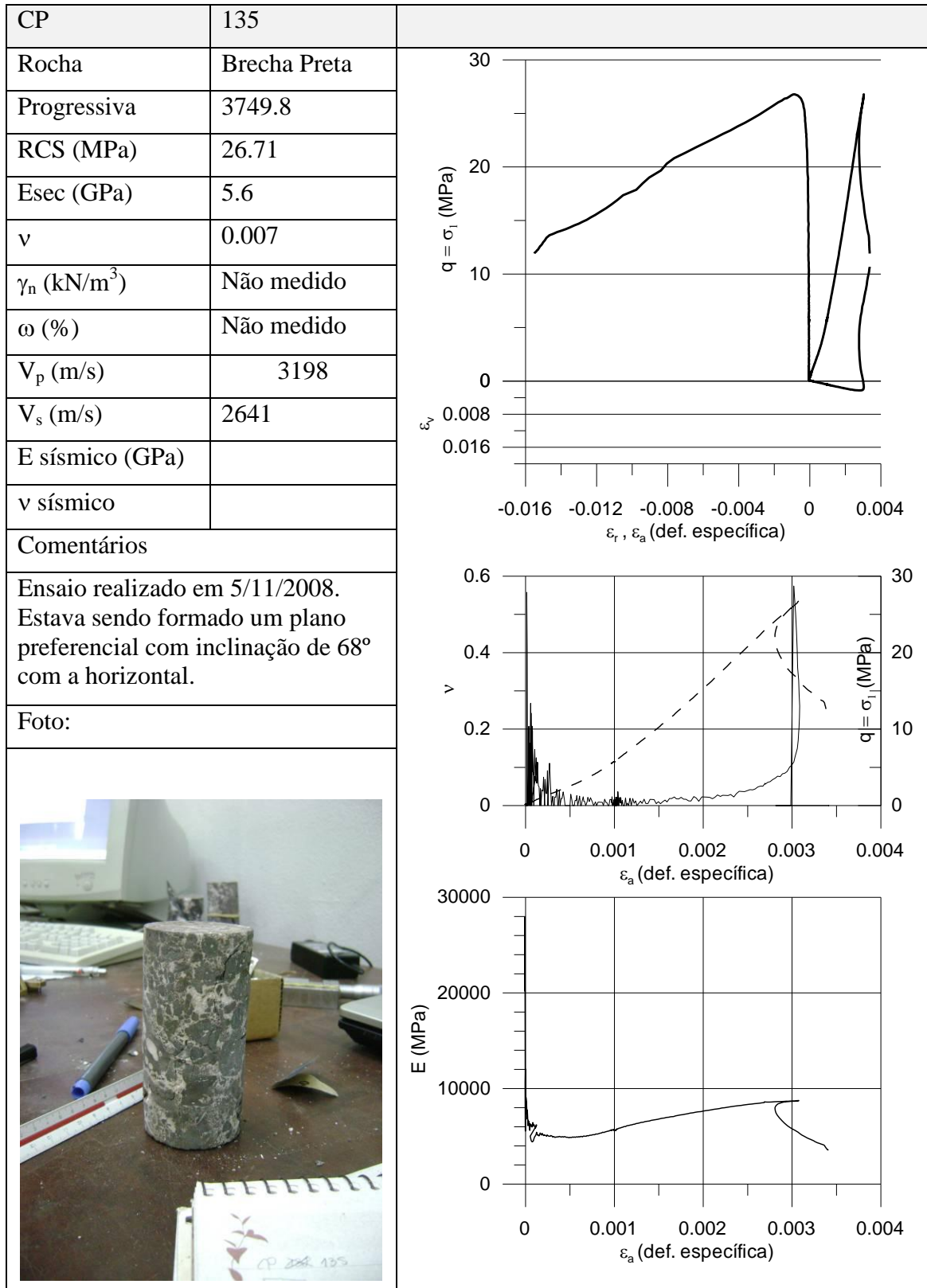




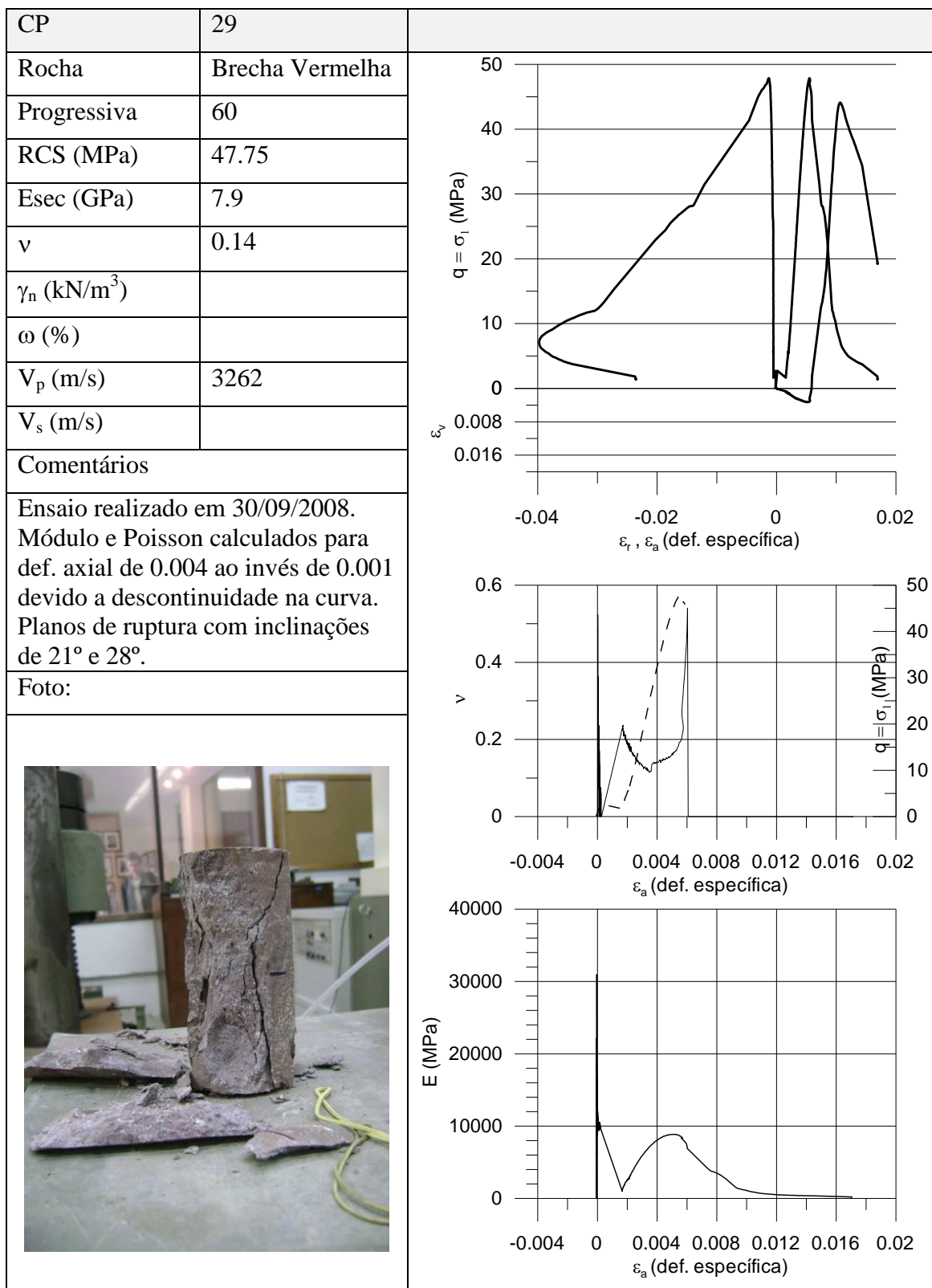
CP	86	
Rocha	Brecha Preta	
Progressiva	3540.8	
RCS (MPa)	33.13	
Esec (GPa)	Não medido	
$\nu$	Não medido	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	2.25	
$V_p$ (m/s)	2394	
$V_s$ (m/s)	Não medido	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 29/09/2008. Ocorreu falha nos sensores locais. Nenhum deslocamento foi medido.		
Foto:		

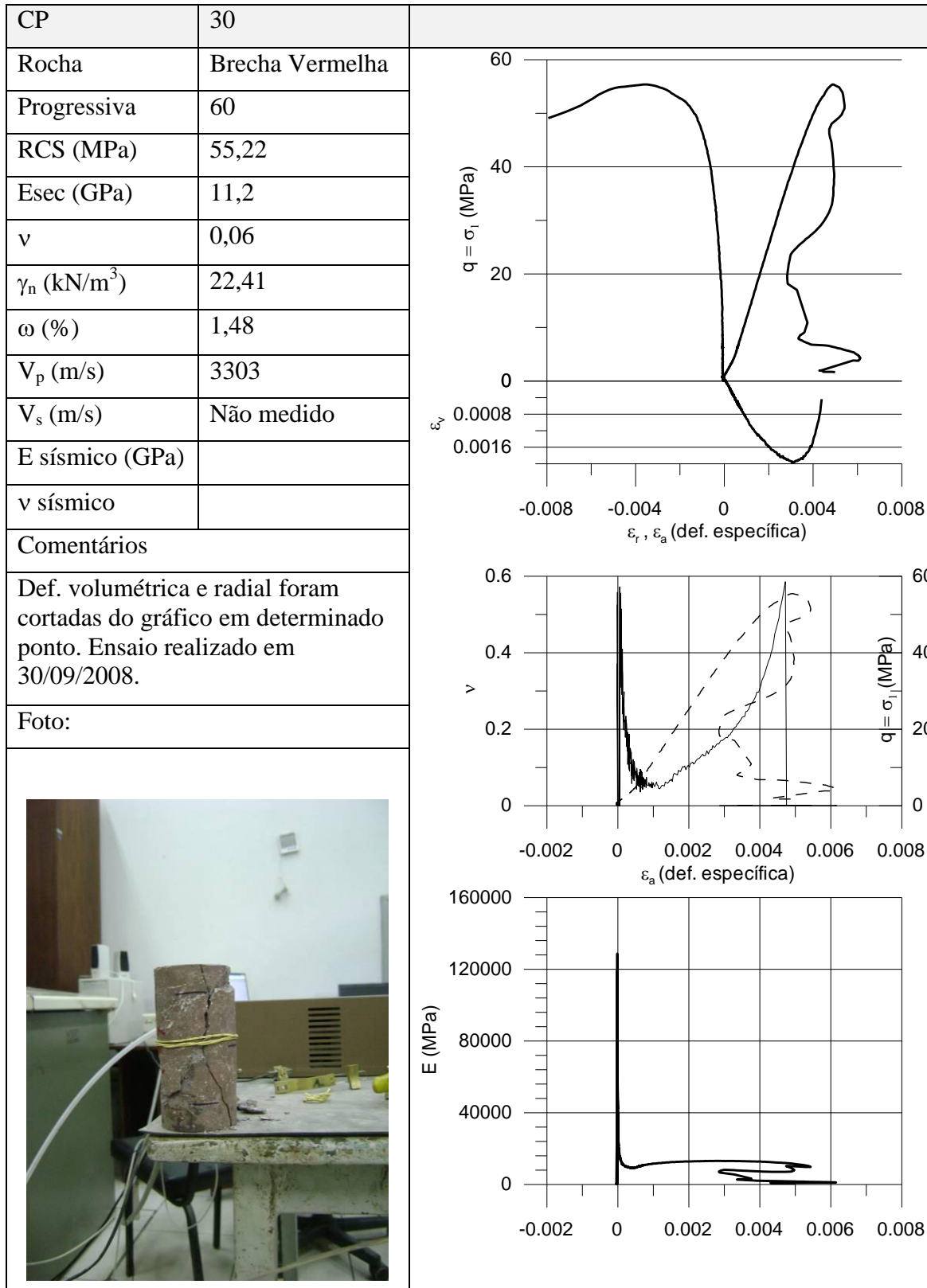


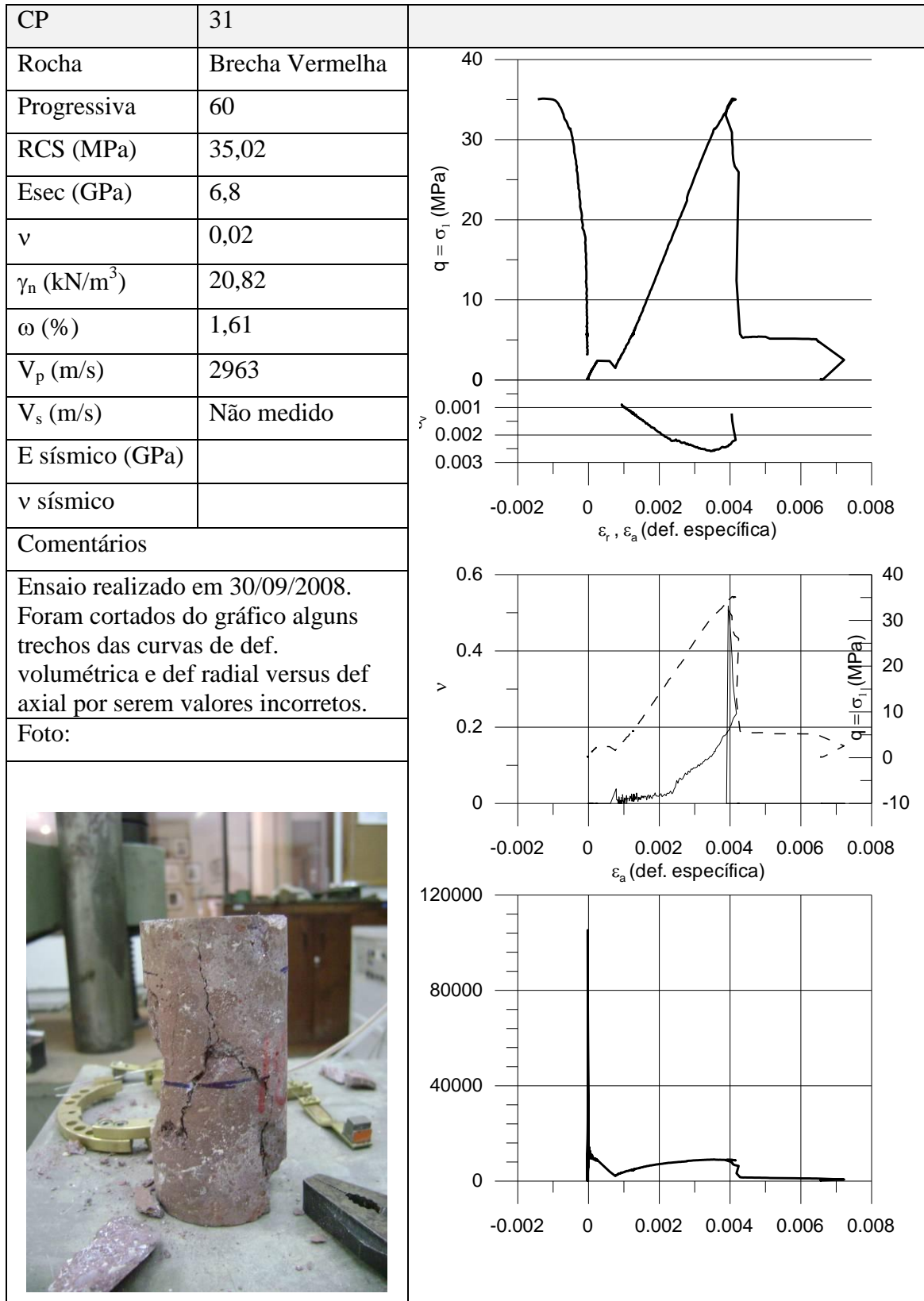





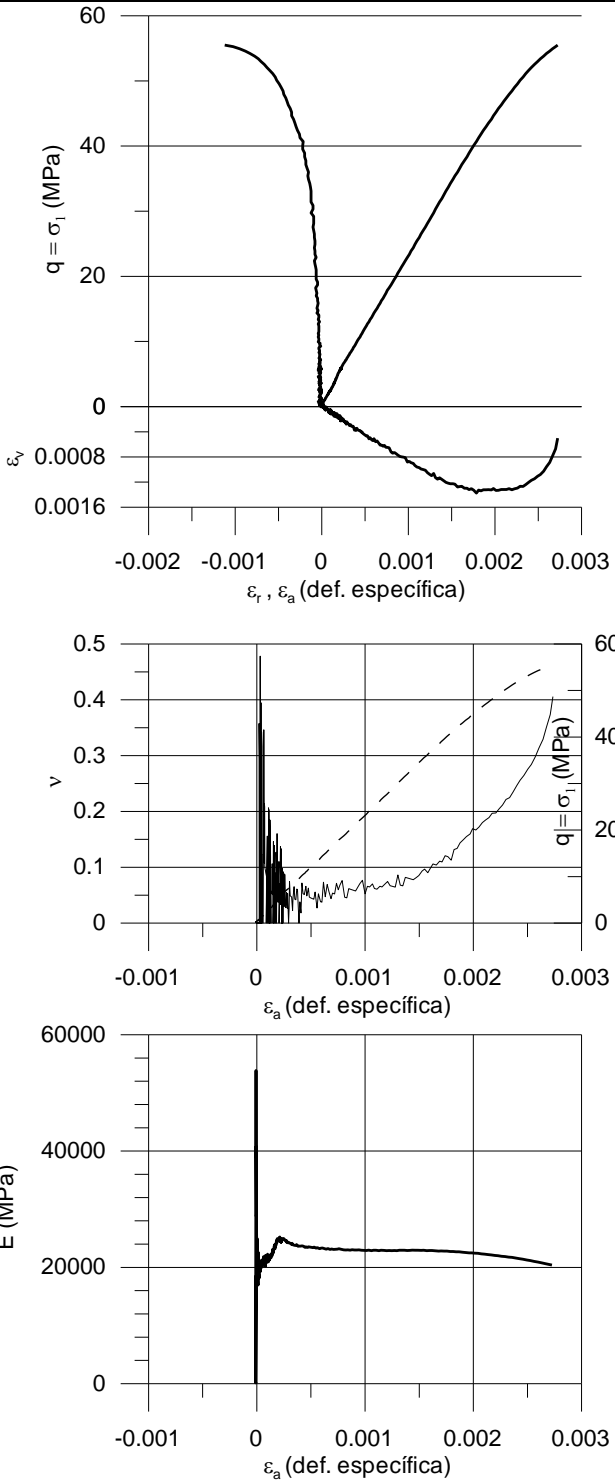
### 6.1.4 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha de brecha vermelha

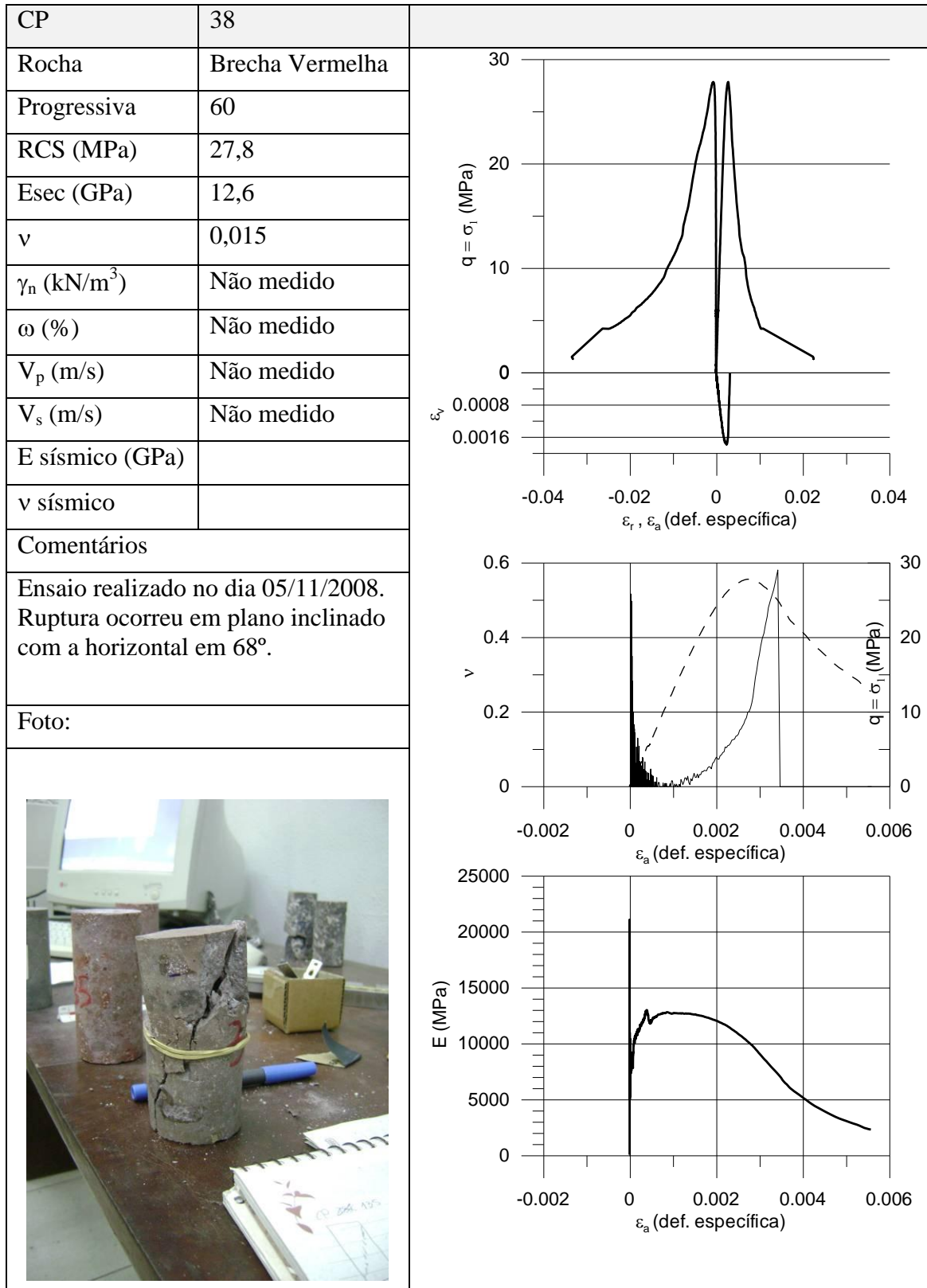






CP	32	
Rocha	Brecha Vermelha	
Progressiva	60	
RCS (MPa)	26,34	
Esec (GPa)	19	
$\nu$	0,015	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	3036	
$V_s$ (m/s)	2614	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 31/10/2008.		
Foto:		

CP	36	
Rocha	Brecha Vermelha	
Progressiva	60	
RCS (MPa)	55,35	
Esec (GPa)	22,8	
$\nu$	0,05	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	4203	
$V_s$ (m/s)	3069	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado em 05/11/2008. Plano de ruptura em x no topo com inclinação de 78° com a horizontal.		
Foto:		
		



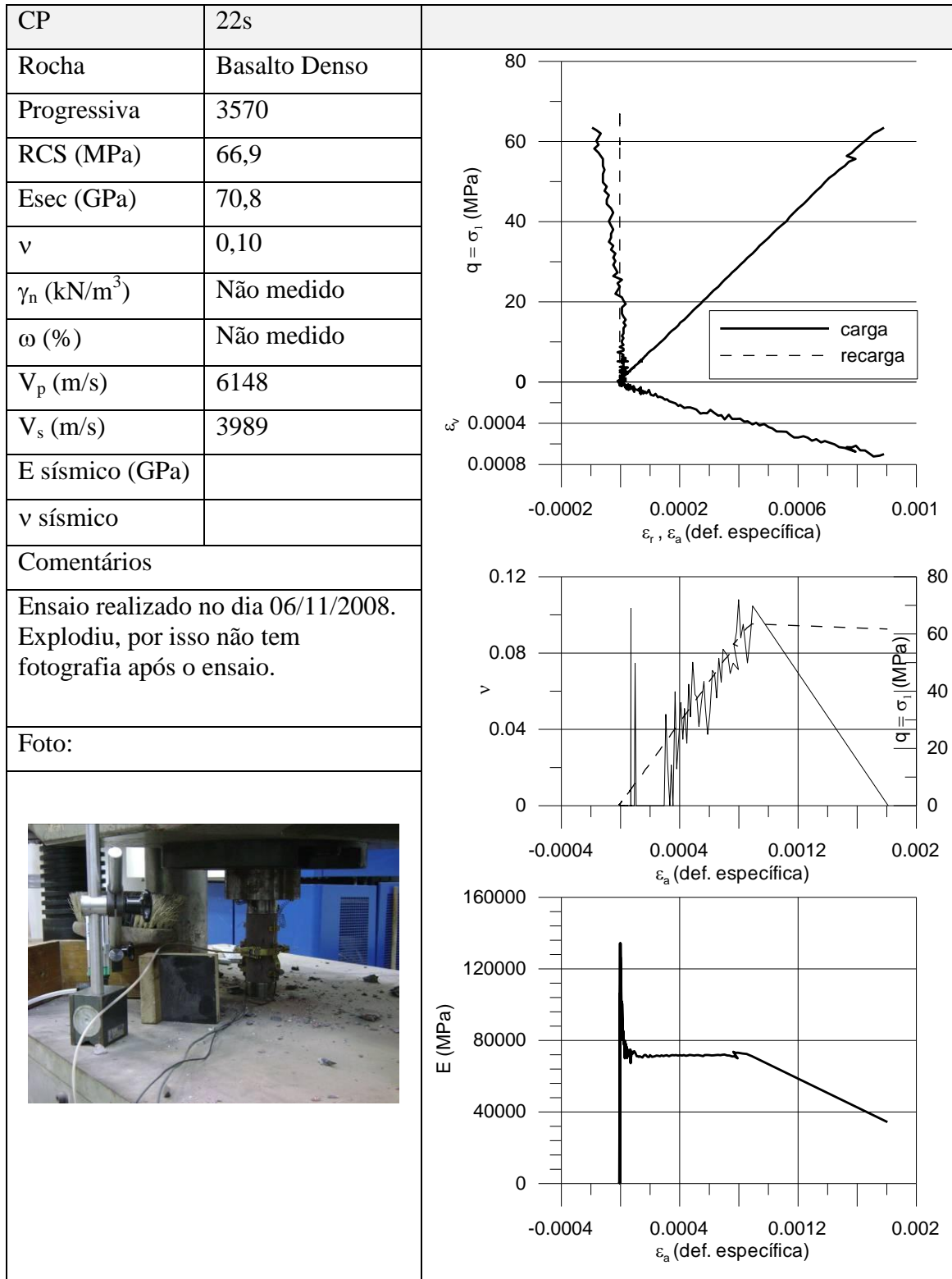
## 6.2 Corpos de prova extraídos das paredes do túnel utilizando sonda rotativa


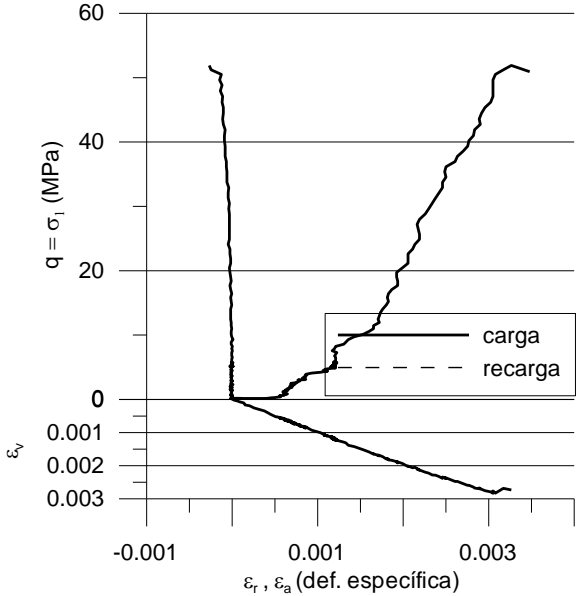
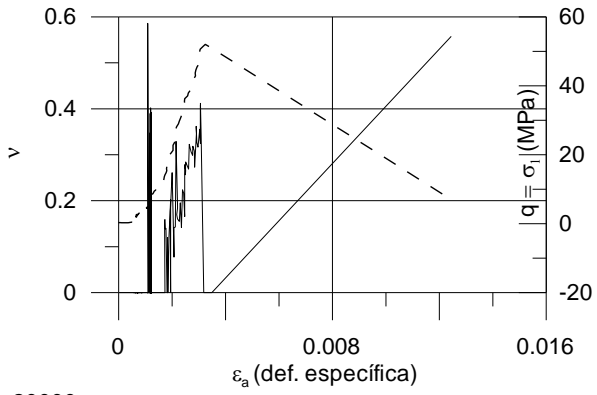
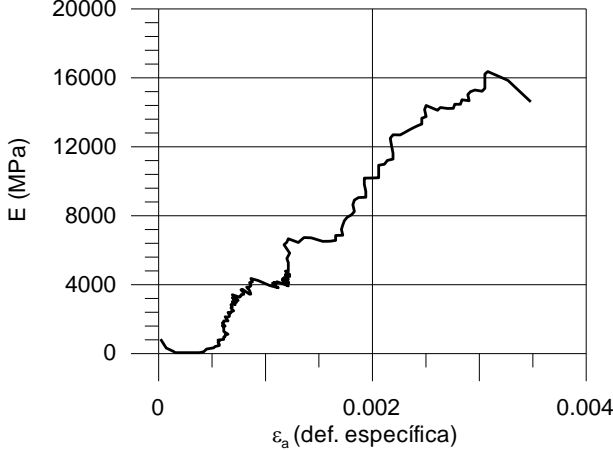
As amostras retiradas das paredes do túnel consistem em tres furos de sondagem, com 10 de comprimento cada um, realizados nas paredes do túnel para a retirada das amostras, conforme apresentado no item x.xx.




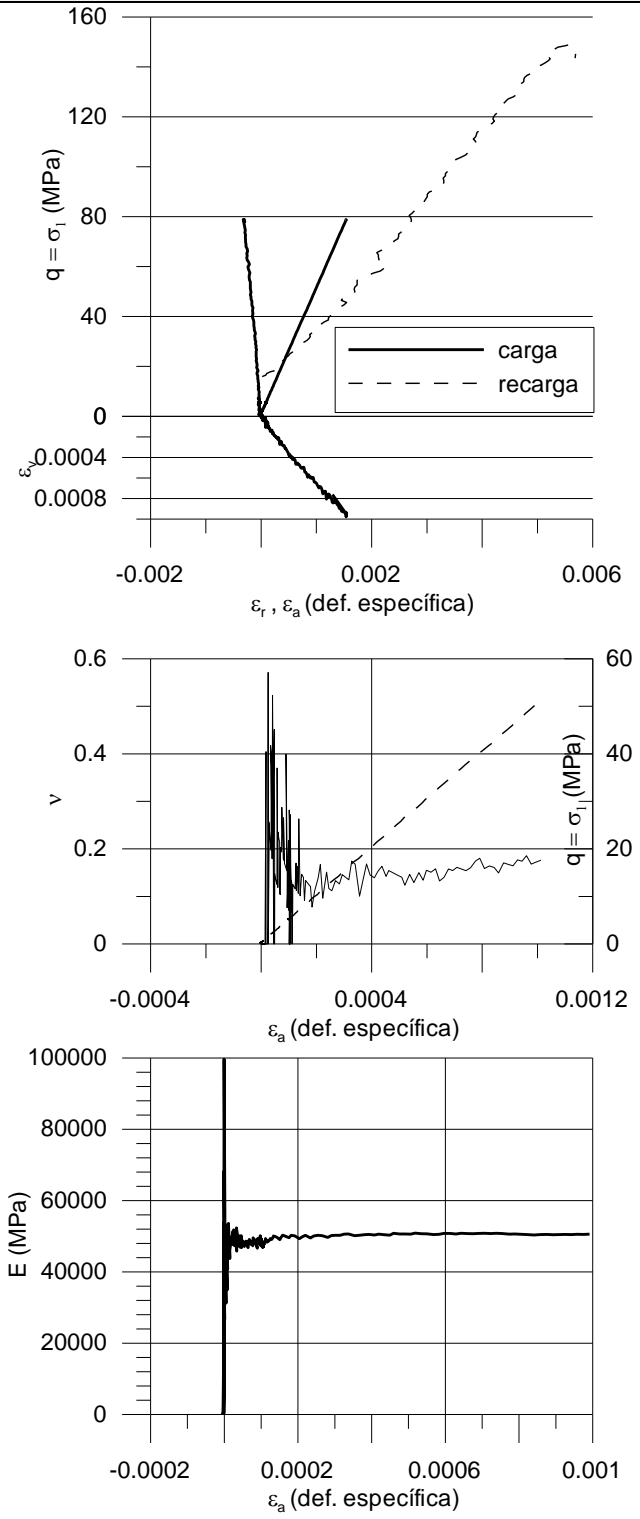
### 6.2.1 Corpos de prova extraídos da sondagem em basalto denso

CP	18s	
Rocha	Basalto Denso	
Progressiva	3570	
RCS (MPa)	113,66	
Esec (GPa)	61,3	
$\nu$	0,20	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5801	
$V_s$ (m/s)	3886	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 06/11/2008. Explodiu, por isso não tem fotografia após o ensaio.		
Foto:		



CP	24	
Rocha	Basalto Denso	
Progressiva	3570	
RCS (MPa)	51,75	
Esec (GPa)	16*	
$\nu$	0,4*	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5992	
$V_s$ (m/s)	4338	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 06/11/2008. Rompeu paralelamente a um plano pré-existente, inclinado em 68° com a horizontal. FOI UTILIZADA A INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA LVDT, devido a valores irrealistas nos senhores locais, ficaram individualizados pelo plano (ver fotografia).		
Foto:		
		  

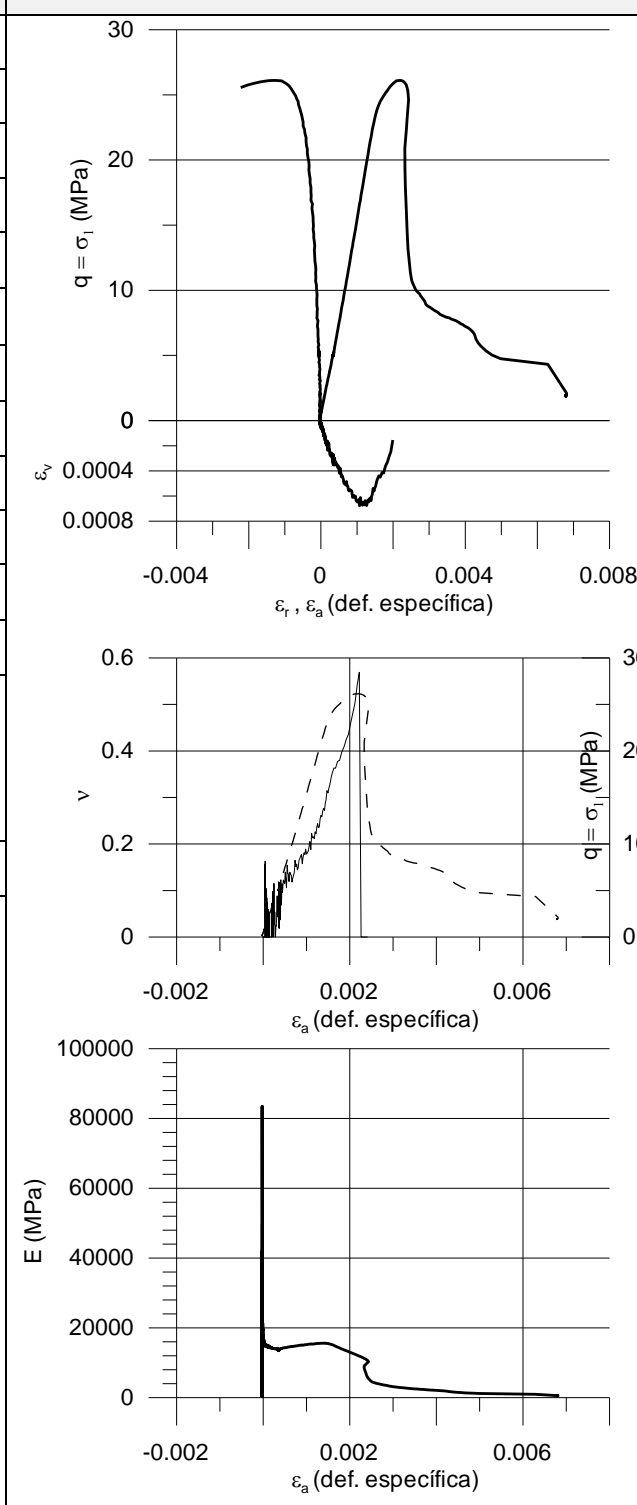

## 6.2.2 Corpos de prova extraídos da sondagem em BVA

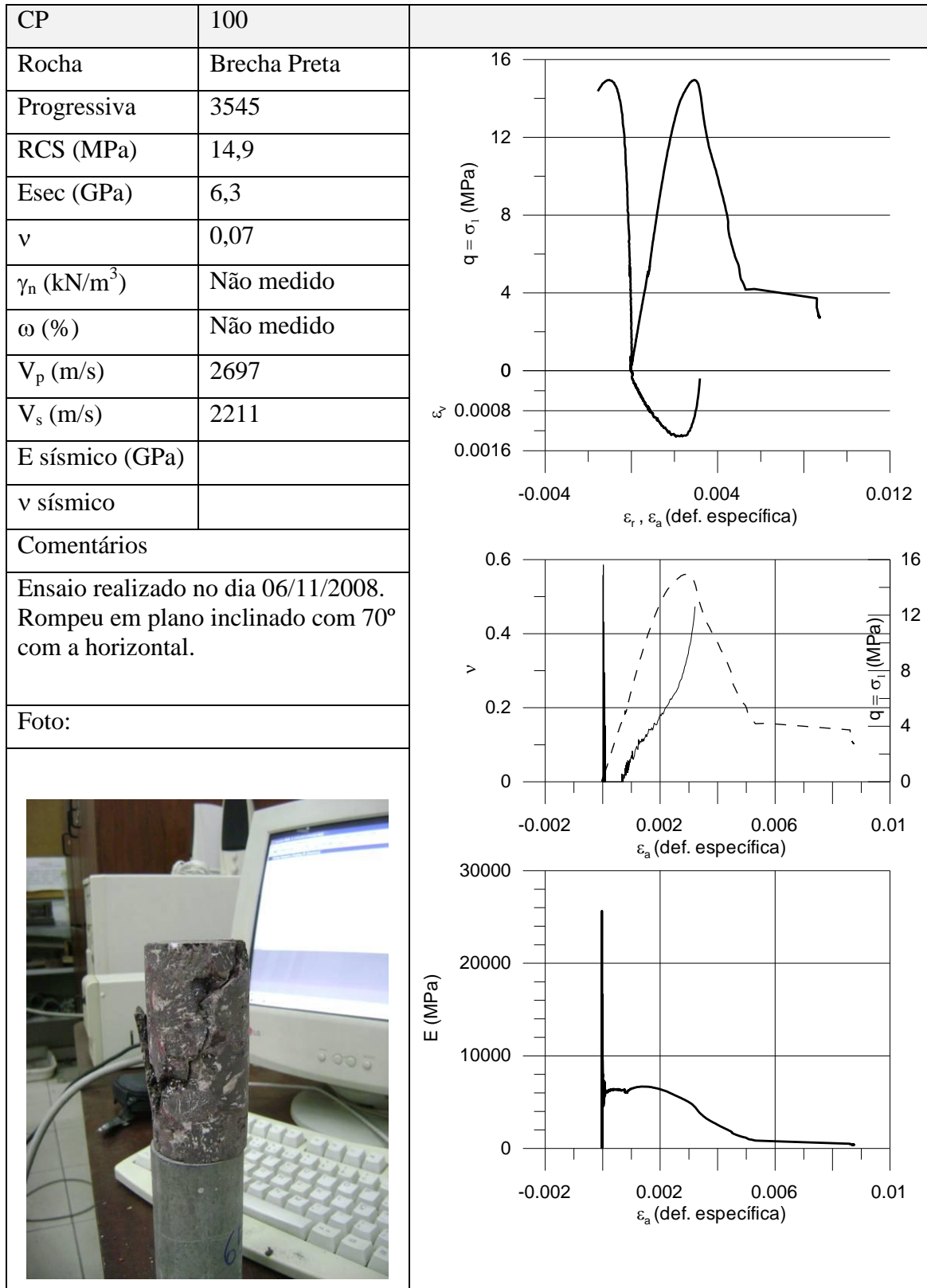
CP	61s	
Rocha	BVA	
Progressiva	3450	
RCS (MPa)	148,7	
Esec (GPa)	50	
$\nu$	0,18	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5268	
$V_s$ (m/s)	4022	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 06/11/2008.		
Foto:		
		

CP	65s	
Rocha	BVA	
Progressiva	3450	
RCS (MPa)	154,1	
Esec (GPa)	49	
$\nu$	0,18	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5249	
$V_s$ (m/s)	3958	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 06/11/2008. Explodiu.		
Foto:		
Sem imagem.		

CP	69s	
Rocha	BVA	
Progressiva	3450	
RCS (MPa)	75,91	
Esec (GPa)	56	
$\nu$	0,18	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	5292	
$V_s$ (m/s)	4033	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 06/11/2008. Explodiu.		
Foto:		
Sem imagem.		

### 6.2.3 Corpos de prova extraídos da sondagem em Brecha Preta

CP	91	
Rocha	Brecha Preta	
Progressiva	3545	
RCS (MPa)	26	
Esec (GPa)	14,9	
$\nu$	0,18	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	4059	
$V_s$ (m/s)	2325	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 06/11/2008. Rompeu segundo planos inclinados “x”. Plano principal inclinado com 52° com a horizontal.		
Foto:		
		





CP	101	
Rocha	Brecha Preta	
Progressiva	3545	
RCS (MPa)	29,36	
Esec (GPa)	14,2	
$\nu$	0,13	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Não medido	
$\omega$ (%)	Não medido	
$V_p$ (m/s)	3701	
$V_s$ (m/s)	1632	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio realizado no dia 06/11/2008.		
Foto:		

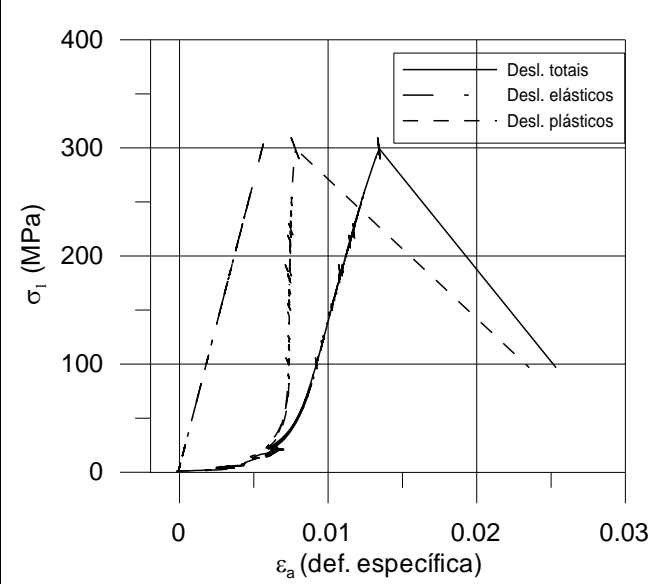

## **ANEXO 2 – APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS**

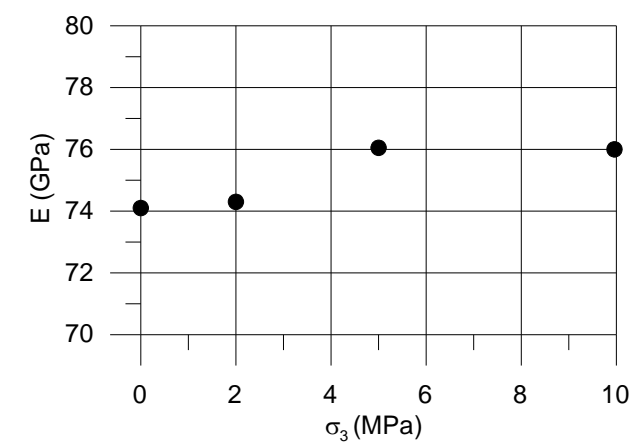
### **6.3 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha**


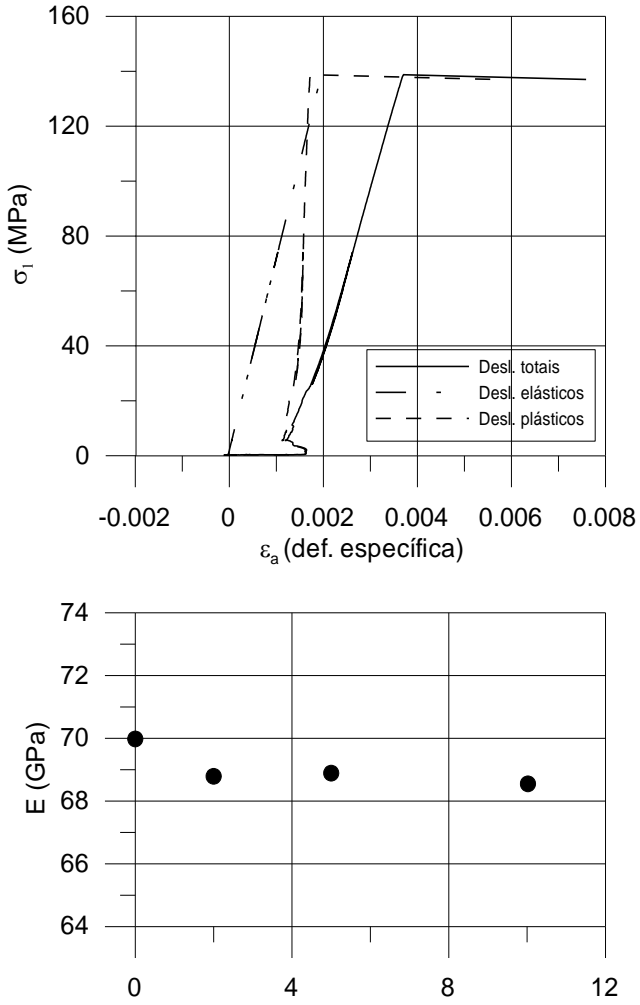
Neste procedimento de amostragem foram coletados blocos de rocha durante os processo de escavação do túnel. Estes blocos, de grandes dimensões, foram levados para o laboratório de concreto da obra e lá foram cortados os corpos de prova utilizando um extrator.

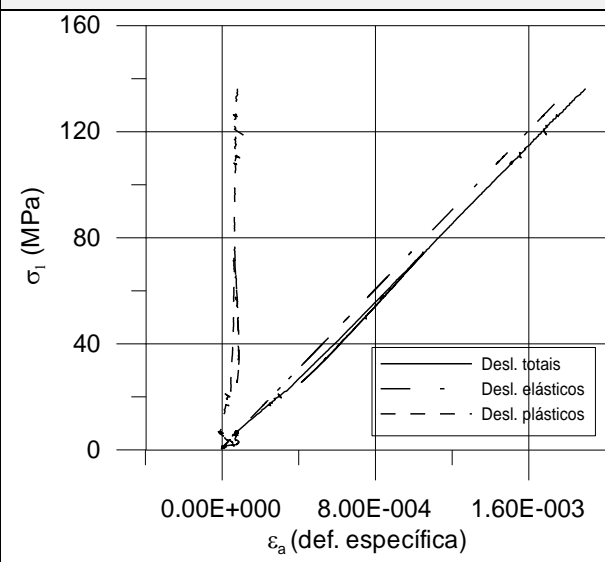
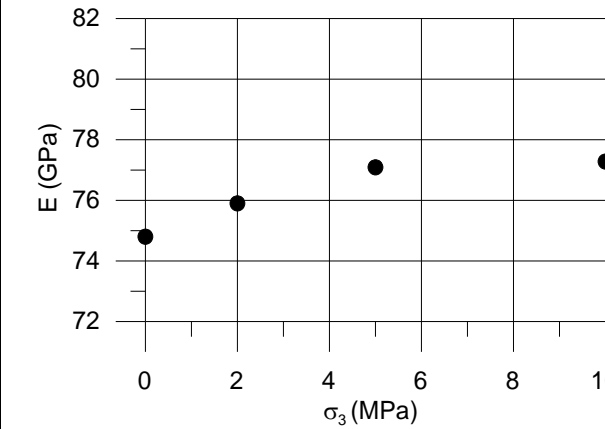

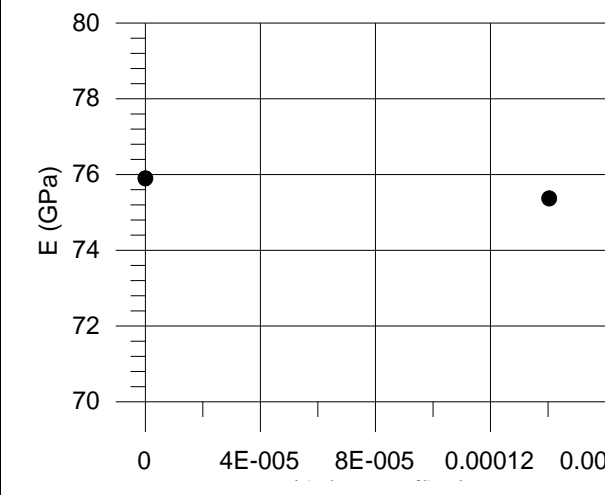
Devido o diâmetro do extrator os corpos de prova provenientes deste procedimento resultaram em diâmetro aproximado de 51mm. Conforme mencionado anterioremnte nestes ensaios não foi medida o deslocamento radial dos corpos de prova, devido ao fato de não haver instrumentação disponível para este diâmetro de amostra no LNEC.

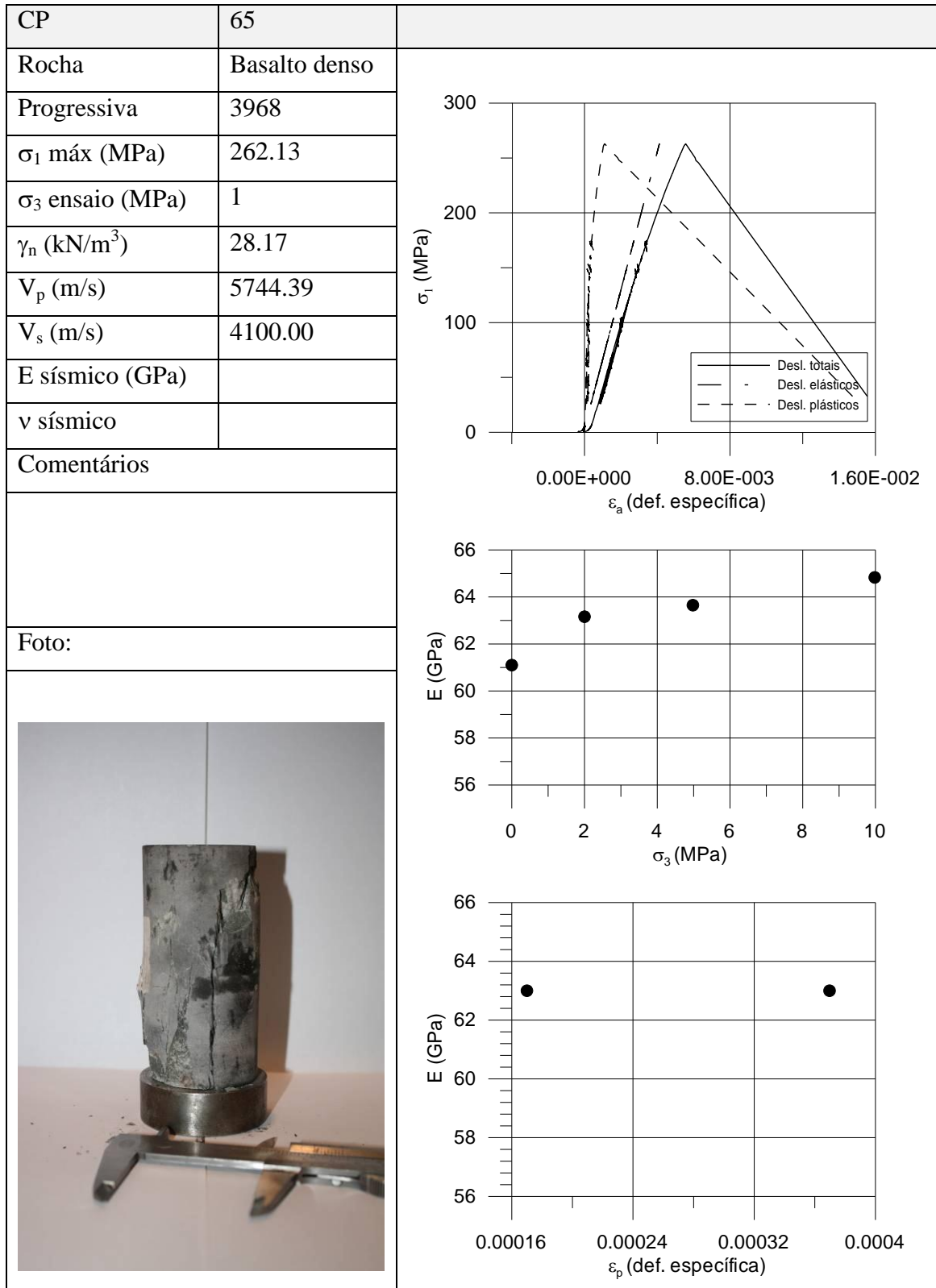
### 6.3.1 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha de basalto denso

CP	57	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3968	
$\sigma_1$ máx (MPa)	308.58	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	28.45	
$V_p$ (m/s)	5987.55	
$V_s$ (m/s)	4324.34	
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		
		



CP	59	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3968	
$\sigma_1$ máx (MPa)	138.40	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	28.21	
$V_p$ (m/s)	5715.05	
$V_s$ (m/s)	4120.16	
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		
		

CP	62	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3968	
$\sigma_1$ máx (MPa)	266.90	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	2	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	28.11	
$V_p$ (m/s)	5937.48	
$V_s$ (m/s)	4257.49	
E sísmico (GPa)		
$v$ sísmico		
Comentários		
Foto:		
		

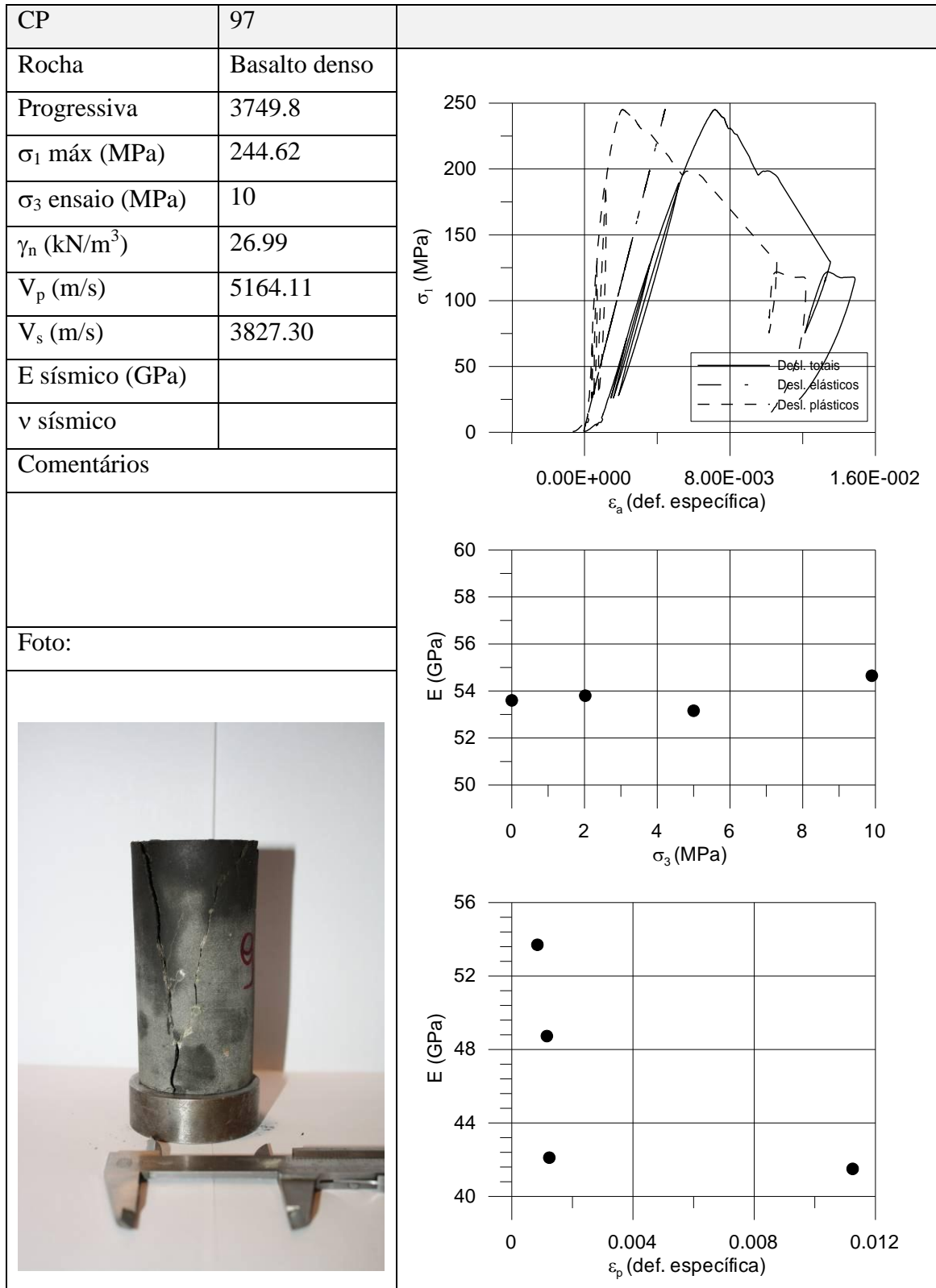


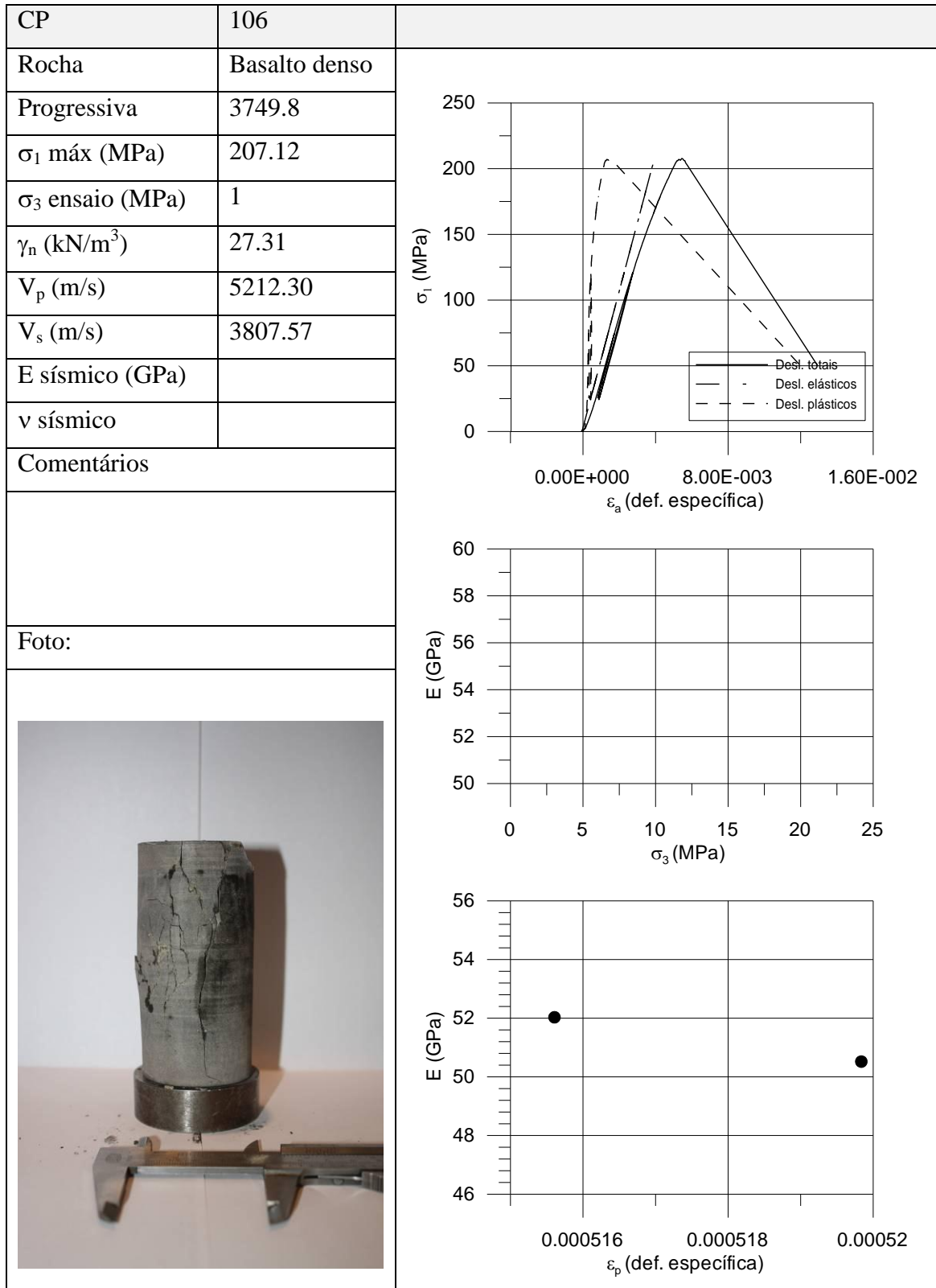
CP	70	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3775	
$\sigma_1$ máx (MPa)	142.59	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.84	
$V_p$ (m/s)	5341.05	
$V_s$ (m/s)	3638.37	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		


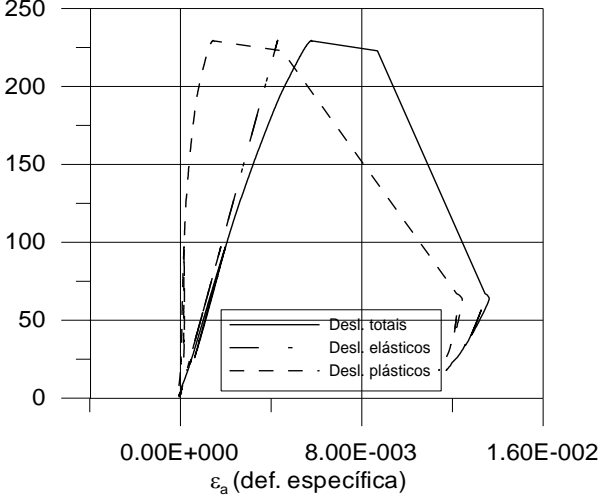
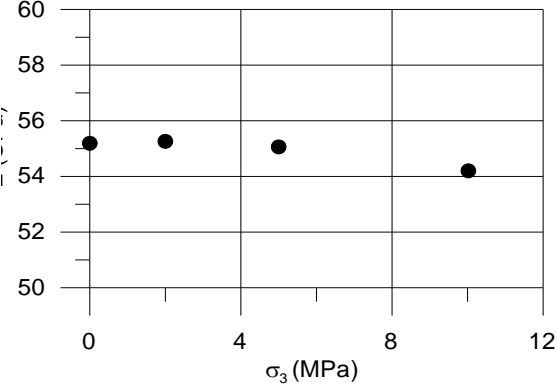
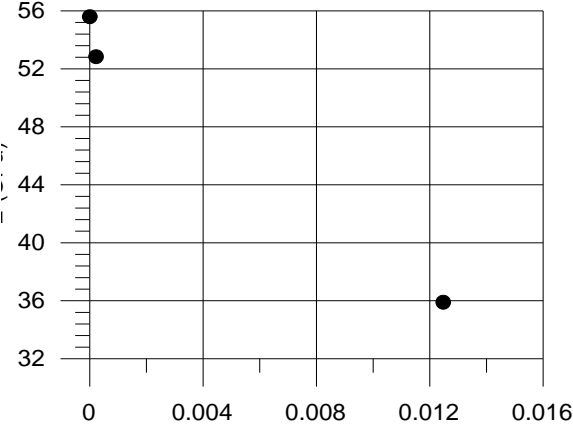
### 6.3.2 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha de basalto vesículo amigdaloidal

CP	93	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3749.8	
$\sigma_1$ máx (MPa)	207.74	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	2	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	27.35	
$V_p$ (m/s)	6490.79	
$V_s$ (m/s)	4782.69	
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		


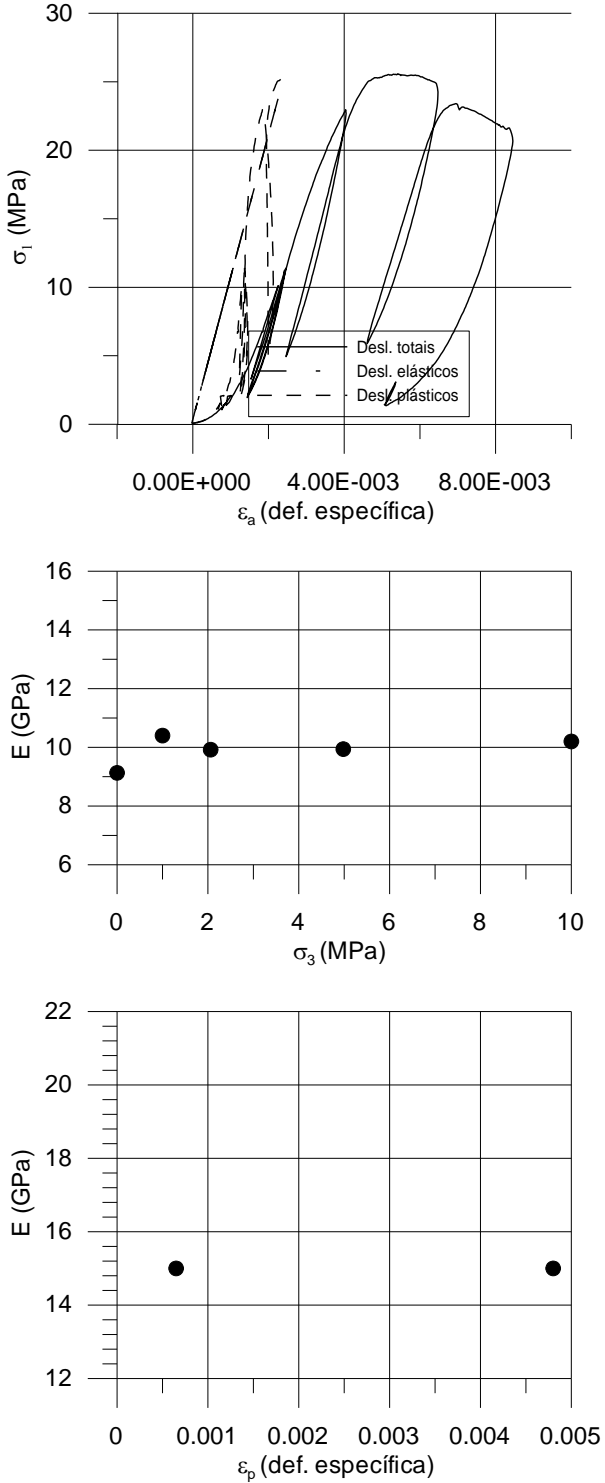






CP	108	
Rocha	Basalto denso	
Progressiva	3749.8	
$\sigma_1$ máx (MPa)	228.89	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	27.24	
$V_p$ (m/s)	5192.91	
$V_s$ (m/s)	3811.82	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		
		 <p>0.00E+000      8.00E-003      1.60E-002 <math>\epsilon_a</math> (def. específica)</p>
		 <p>60 58 56 54 52 50 <math>v</math> 0      4      8      12 <math>\sigma_3</math> (MPa)</p>
		 <p>56 52 48 44 40 36 32 <math>v</math> 0      0.004      0.008      0.012      0.016 <math>\epsilon_a</math></p>

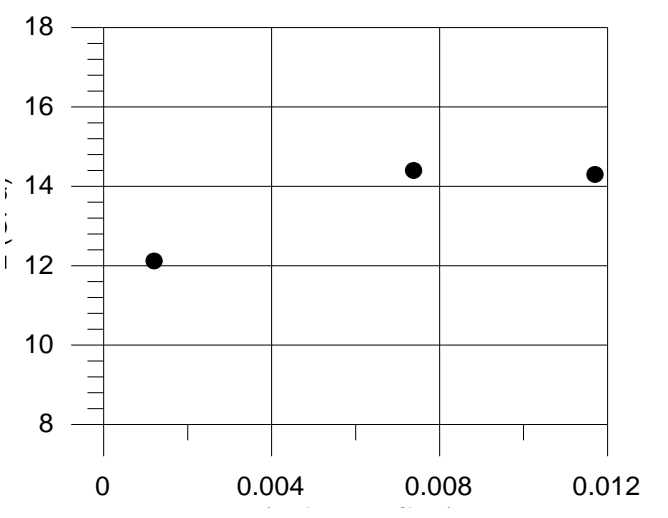
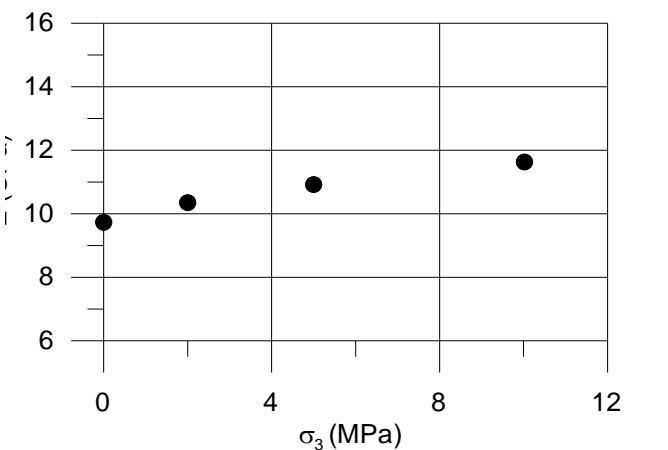
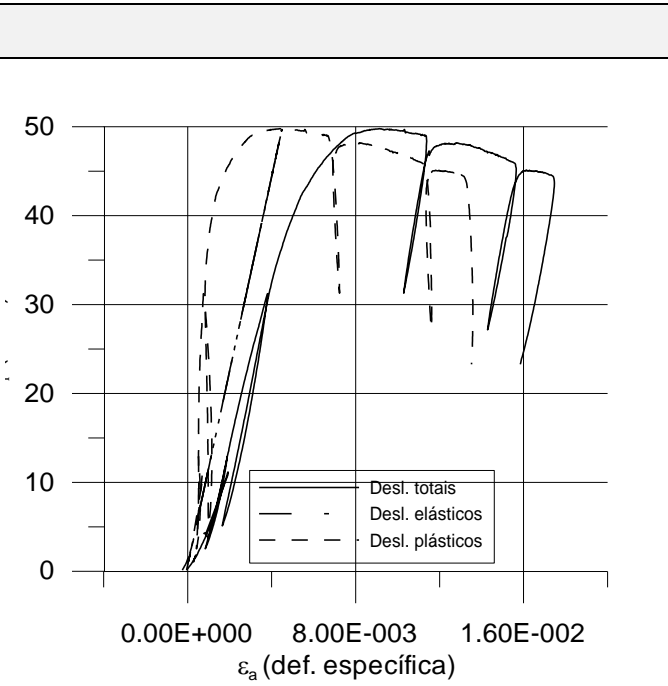
### 6.3.3 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha de brecha preta

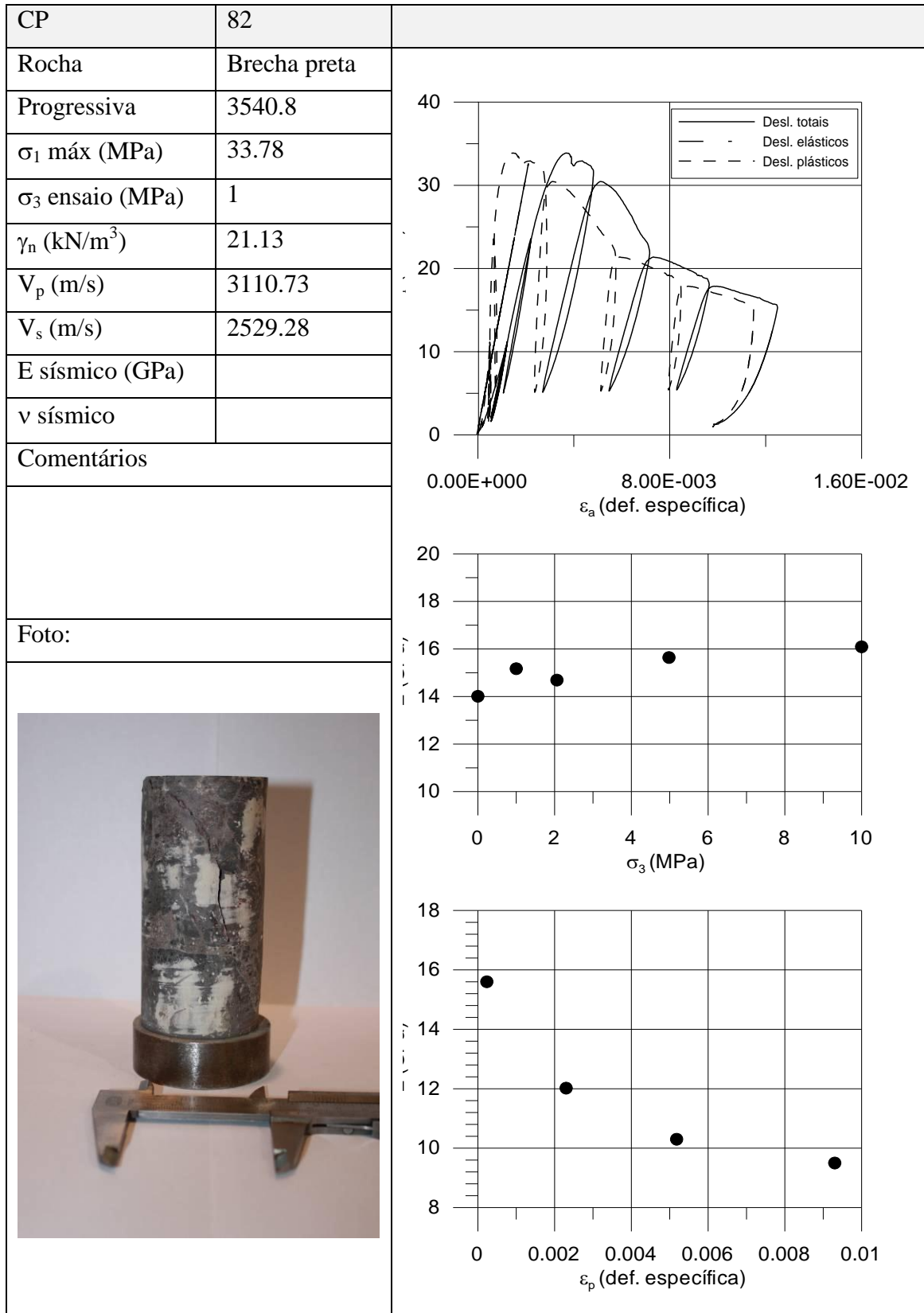
CP	76	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3749.8	
$\sigma_1$ máx (MPa)	25.51	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	1	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.61	
$V_p$ (m/s)	2248.91	
$V_s$ (m/s)	2055.18	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		
		

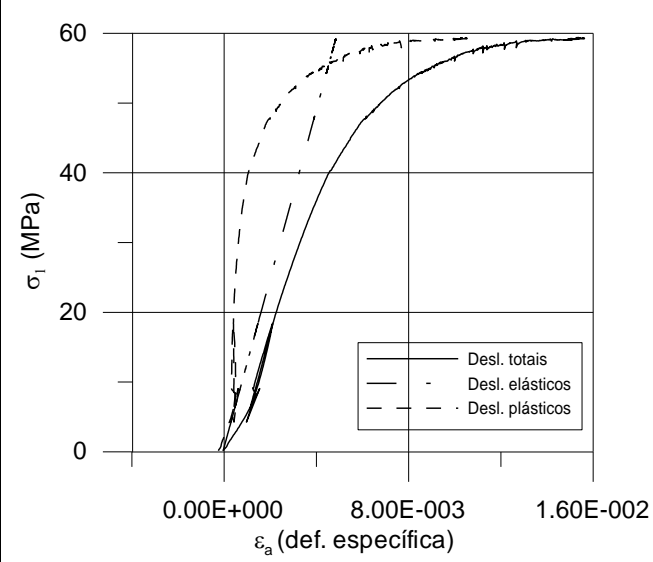
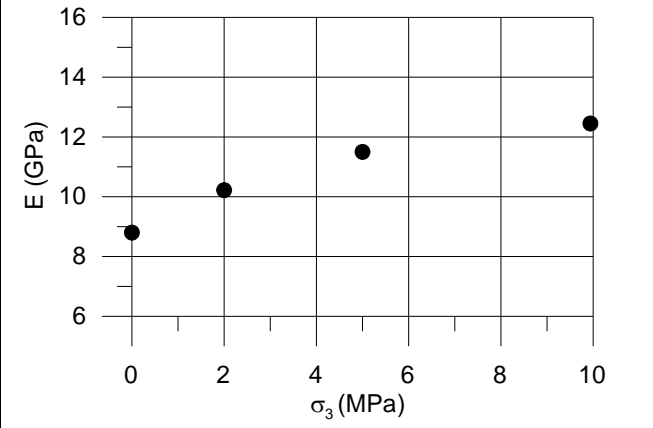

CP	81
Rocha	Brecha preta
Progressiva	3540.8
$\sigma_1$ máx (MPa)	49.12
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.43
$V_p$ (m/s)	2370.58
$V_s$ (m/s)	2273.43
E sísmico (GPa)	
$\nu$ sísmico	

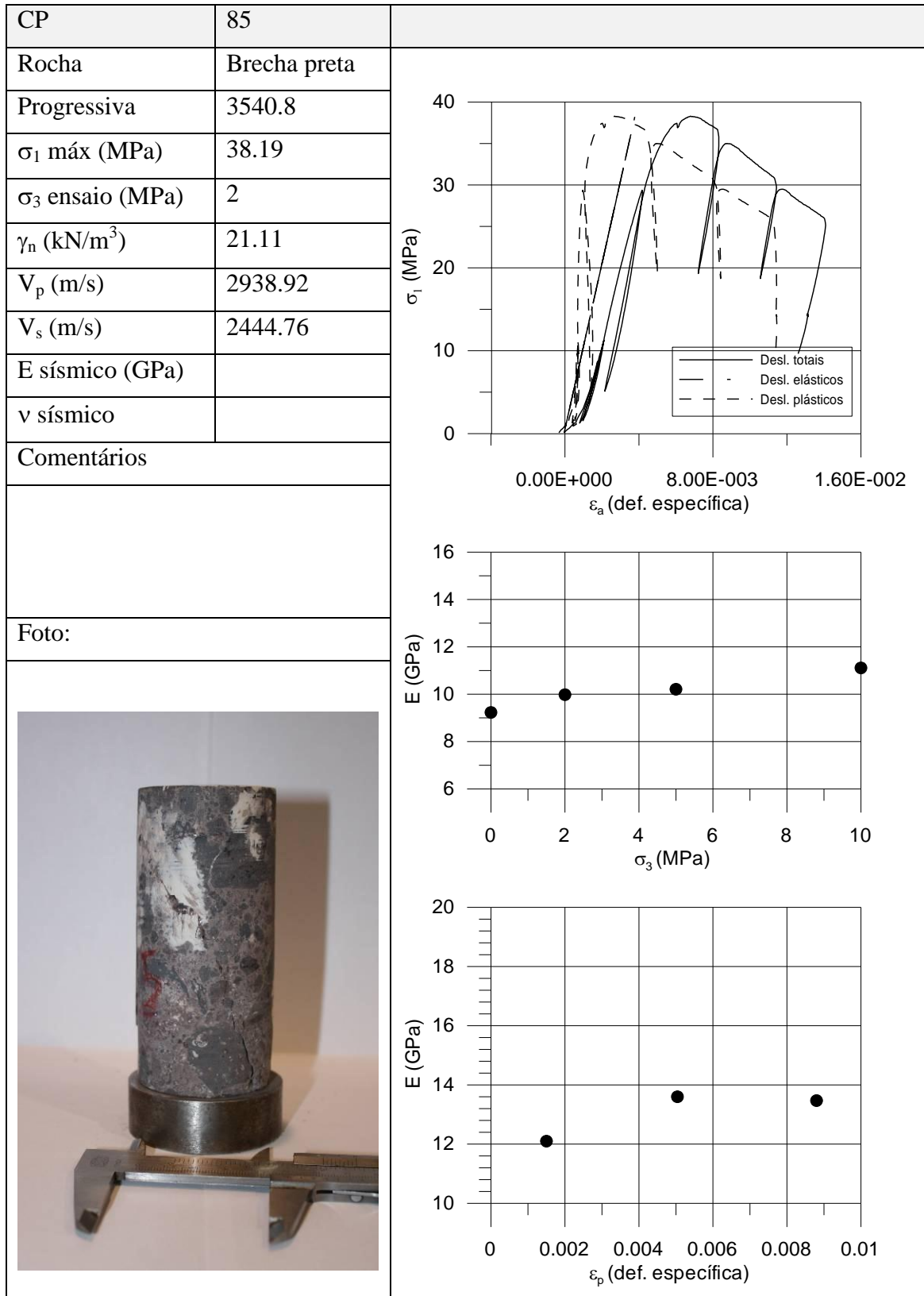
Comentários

Foto:



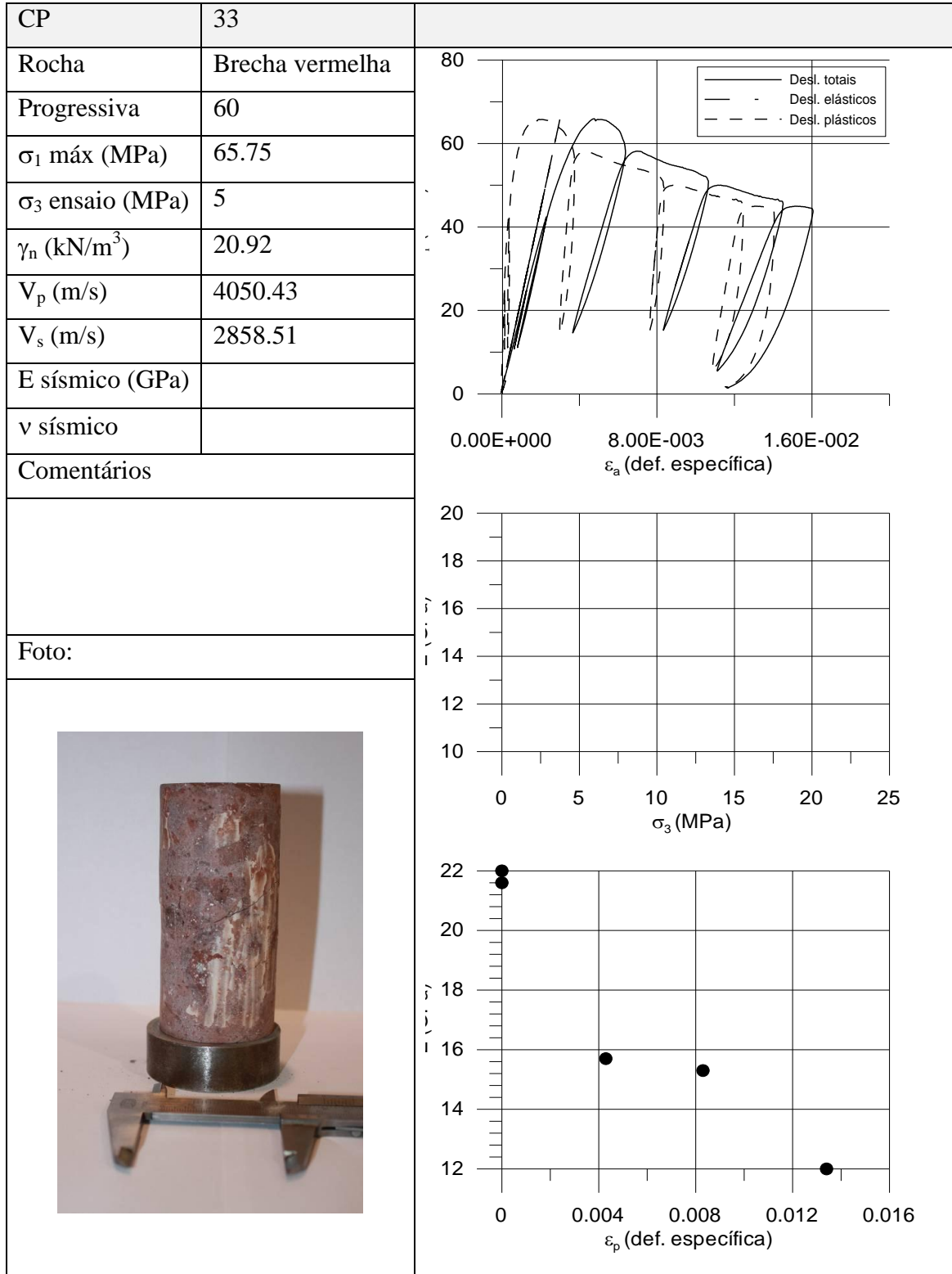


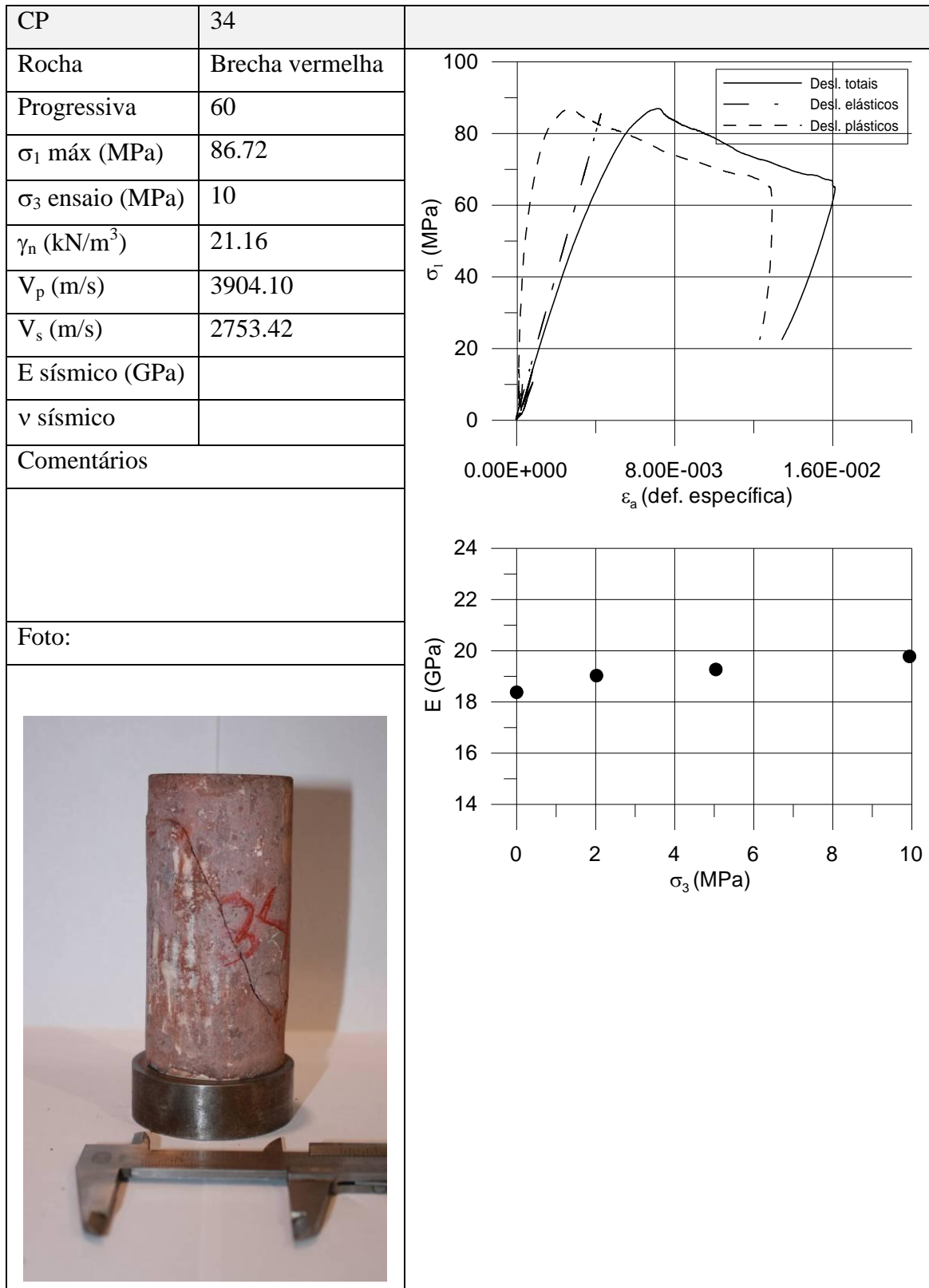
CP	83	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	78540.8	
$\sigma_1$ máx (MPa)	59.26	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	3121.74	
$V_s$ (m/s)	2262.61	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		
		

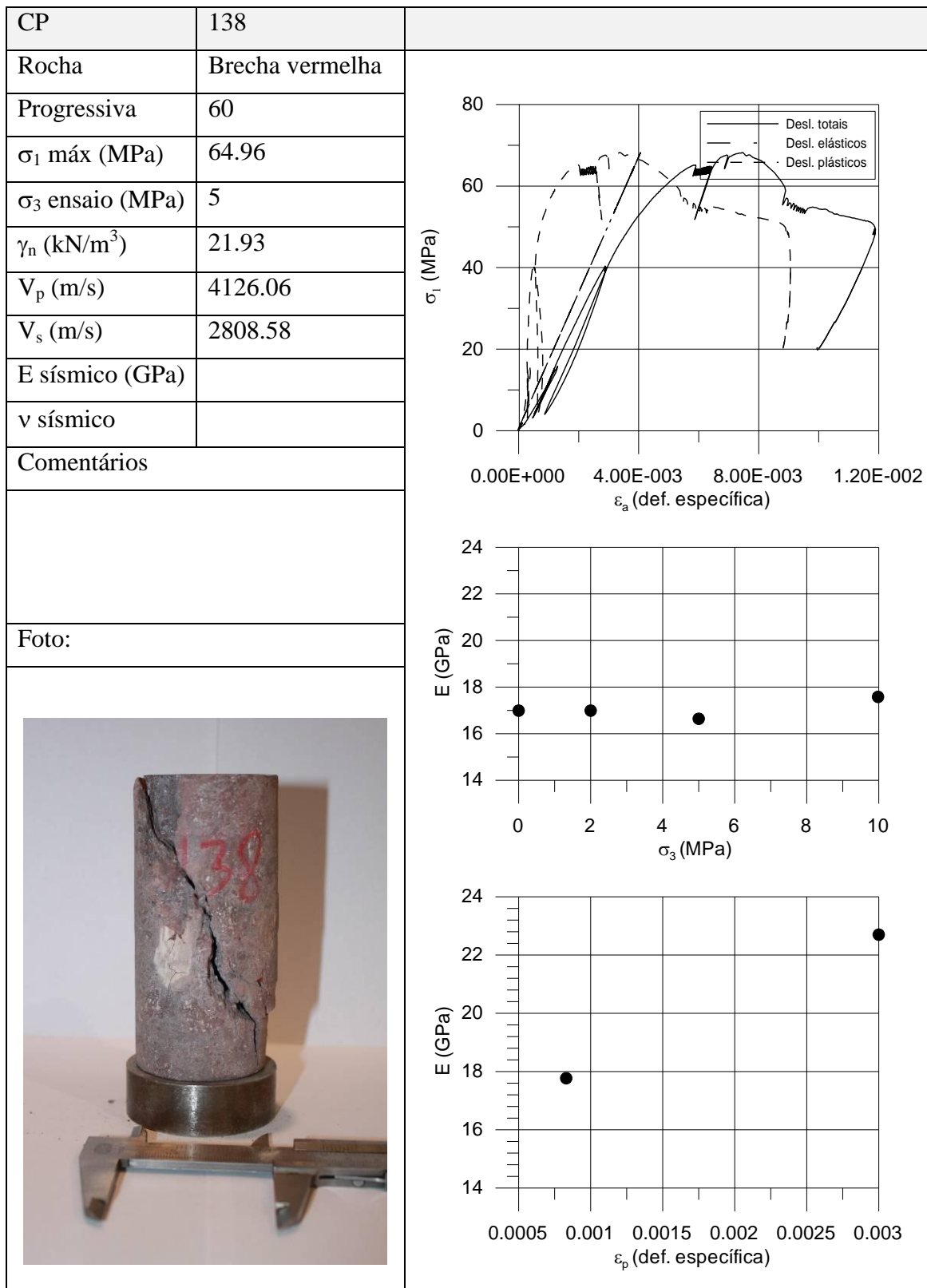


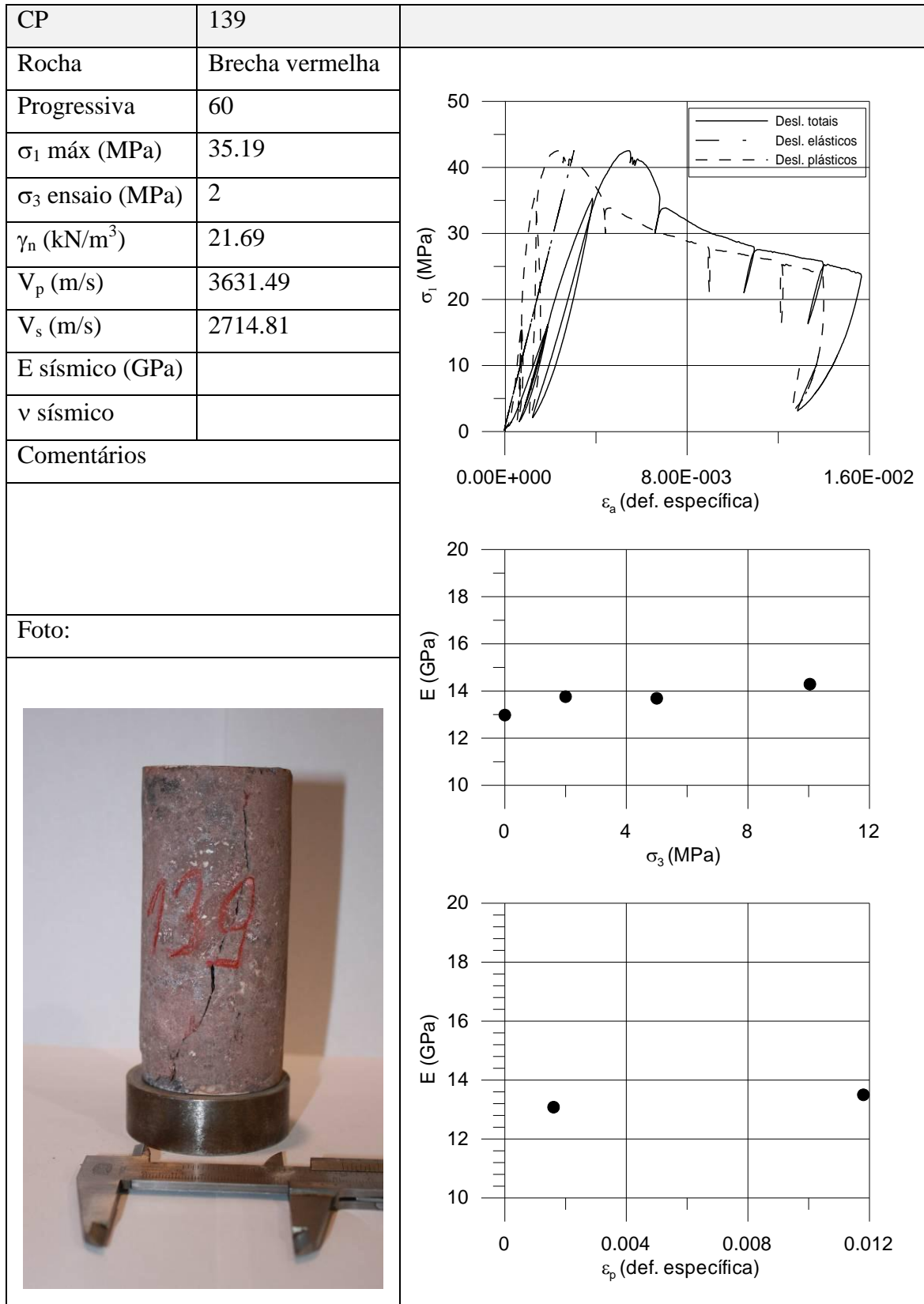


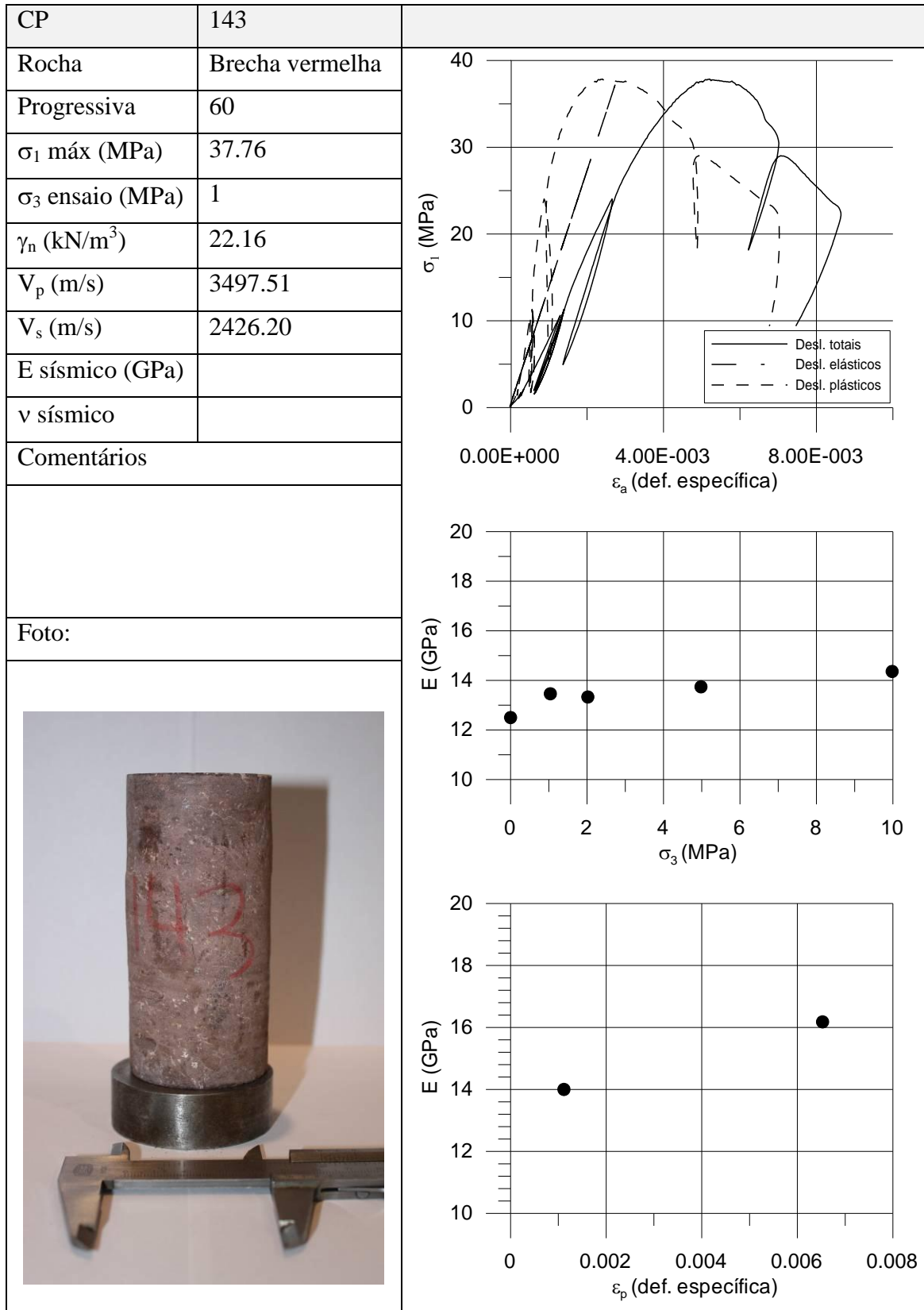
### 6.3.4 Corpos de prova extraídos de blocos de rocha de brecha vermelha











### **6.3.5 Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais em amostras extraídas dos blocos de rocha**

#### **6.4 Corpos de prova extraídos das paredes do túnel através de sonda rotativa**

As amostras retiradas das paredes do túnel consistem em três furos de sondagem, com 10 de comprimento cada um, realizados nas paredes do túnel para a retirada das amostras.

Como resultado dos furos realizados com sonda rotativa utilizando diâmetro NX, os corpos de prova testados nesta fase possuíam diâmetro aproximado de 54mm, para os quais haviam sensores locais para medição dos deslocamentos radiais da amostra.

### 6.4.1 Corpos de prova extraídos da sondagem em basalto denso

CP	14	
Rocha	Basalto Denso	<p>The figure contains three vertically stacked plots. The top plot is a stress-strain graph with the y-axis labeled <math>q = \sigma_1 - \sigma_3</math> (MPa) ranging from 0 to 200 and the x-axis labeled <math>\varepsilon_r, \varepsilon_a</math> (def. específica) ranging from -0.012 to 0.012. It shows a typical stress-strain curve for a brittle material, with a peak stress of approximately 188 MPa. The middle plot shows Poisson's ratio <math>\nu</math> on the y-axis (0 to 1) versus axial strain <math>\varepsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (0 to 0.004). The data points, marked with '+', show a non-linear relationship that increases from about 0.1 at low strains to nearly 1.0 at high strains. The bottom plot shows the modulus <math>E</math> (GPa) on the y-axis (74 to 84) versus axial strain <math>\varepsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (0 to 10). The data points, marked with '•', are scattered around a value of approximately 80 GPa.</p>
Progressiva	3570	
$\sigma_1$ máx (MPa)	188,40	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	6033	
$V_s$ (m/s)	4042	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		

CP	16	
Rocha	Basalto Denso	
Progressiva	3570	
$\sigma_1$ máx (MPa)	258,7	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	1	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	5834	
$V_s$ (m/s)	3883	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		


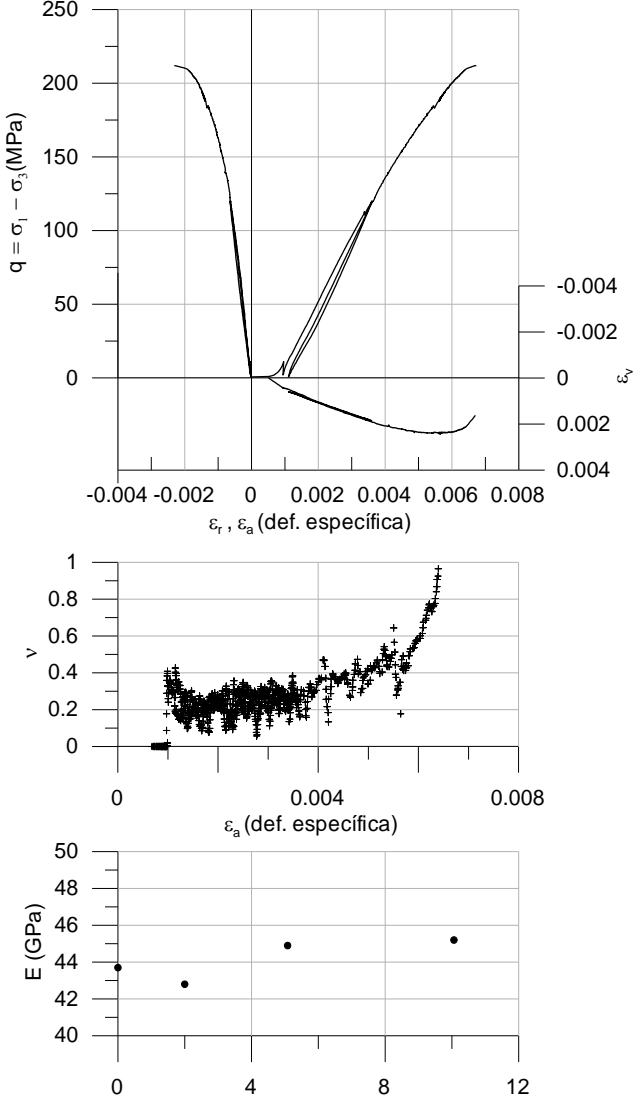


CP	17	
Rocha	Basalto Denso	
Progressiva	3570	
$\sigma_1$ máx (MPa)	141,2	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	2	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	5758	
$V_s$ (m/s)	3876	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
O deslocamento radial não faz sentido, somente foi medida expansão após o ciclo de descarga.		
Foto:		

CP	19	
Rocha	Basalto Denso	
Progressiva	3570	
$\sigma_1$ máx (MPa)	188,8	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	6024	
$V_s$ (m/s)	4148	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		

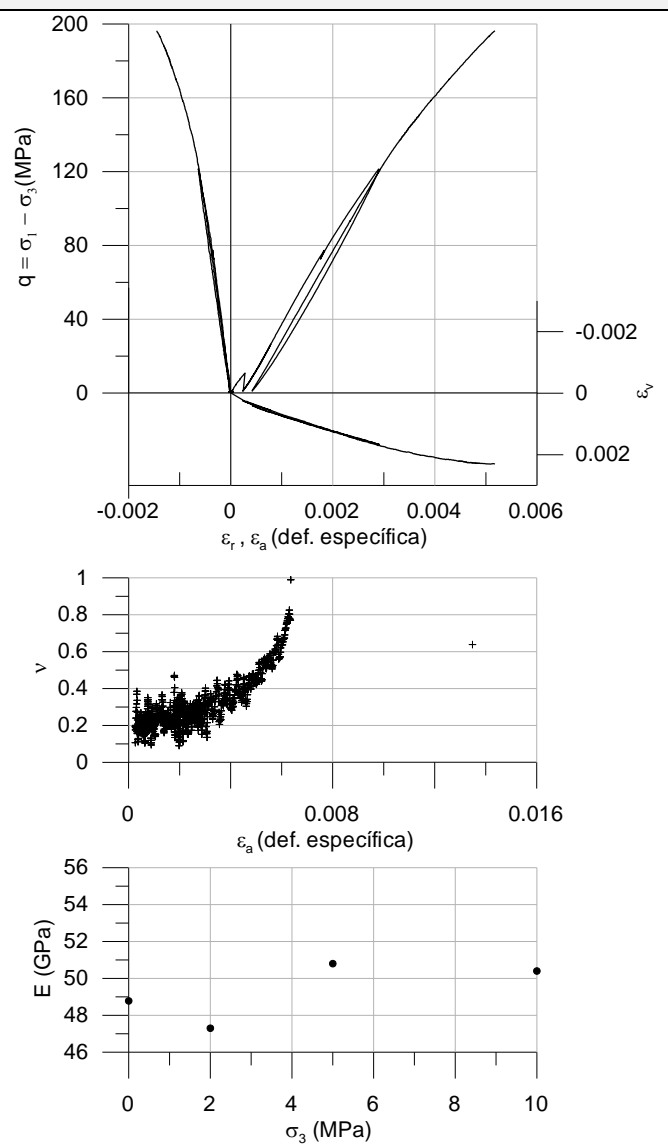
CP	23	
Rocha	Basalto Denso	
Progressiva	3570	
$\sigma_1$ máx (MPa)	383,4	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	5981	
$V_s$ (m/s)	4180	
E sísmico (GPa)		
$v$ sísmico		
Comentários		
Foi alcançado o limite da máquina (1.000kN) e não ocorreu a ruptura. O ensaio foi parado perto do limite da máquina e reduzi o $\sigma_3$ , não houver ruptura mesmo assim.		
Foto:		

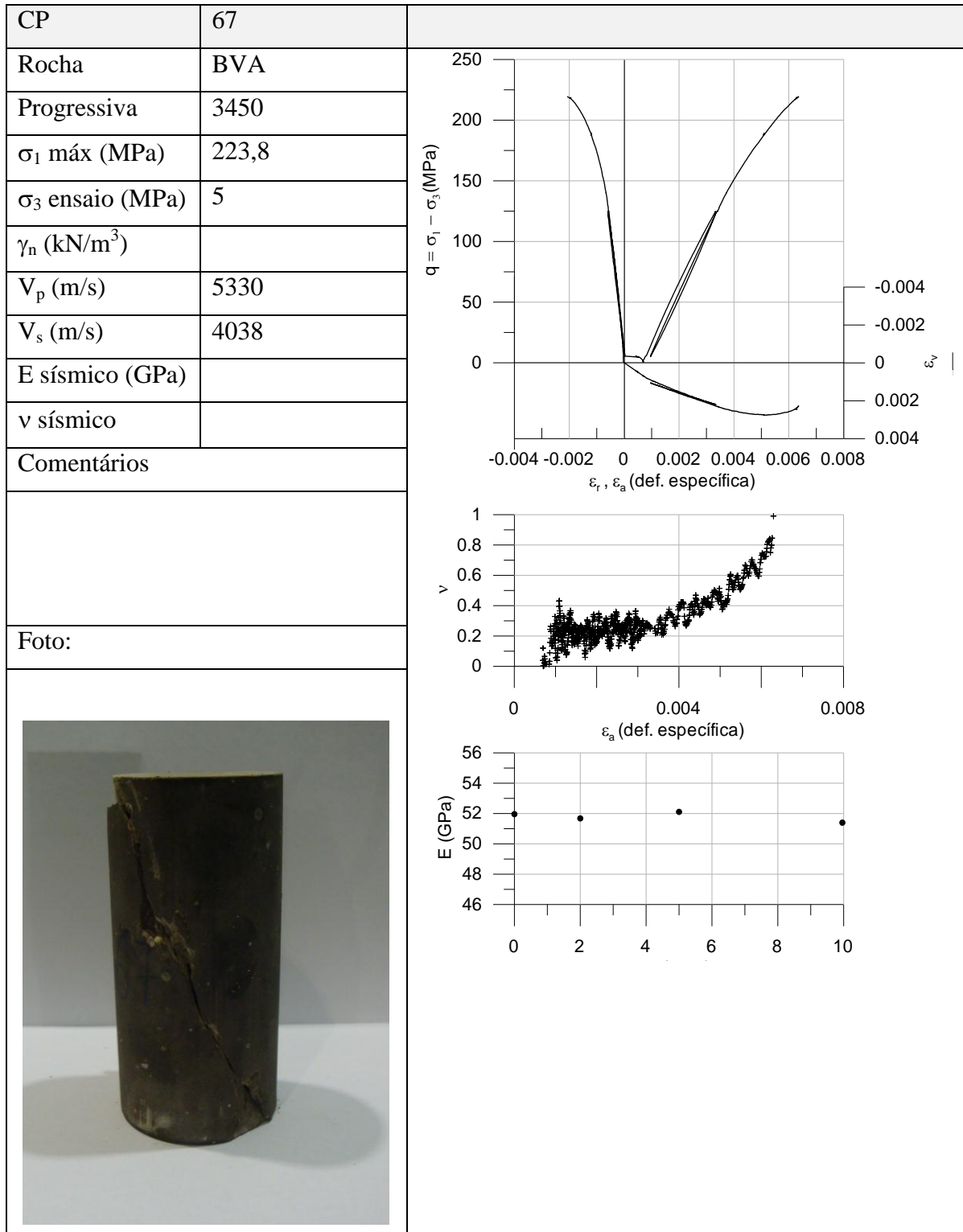
### 6.4.2 Corpos de prova extraídos da sondagem em basalto vesículo amigdaloidal

CP	59	
Rocha	BVA	
Progressiva	3450	
$\sigma_1$ máx (MPa)	221,3	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	5341	
$V_s$ (m/s)	4047	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		
		

CP	60	
Rocha	BVA	
Progressiva	3450	
$\sigma_1$ máx (MPa)	160,8	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	1	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	5288	
$V_s$ (m/s)	4076	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		


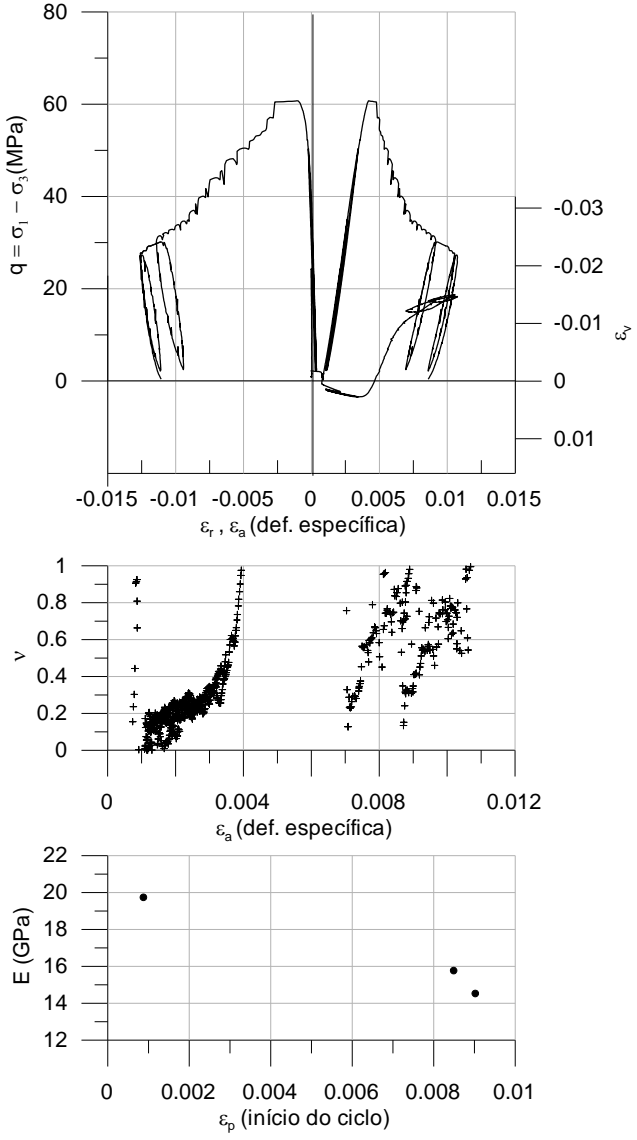
CP	62	
Rocha	BVA	
Progressiva	3450	
$\sigma_1$ máx (MPa)	184,57	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	2	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	5292	
$V_s$ (m/s)	4044	
E sísmico (GPa)		
$v$ sísmico		
Comentários		
Foto:		


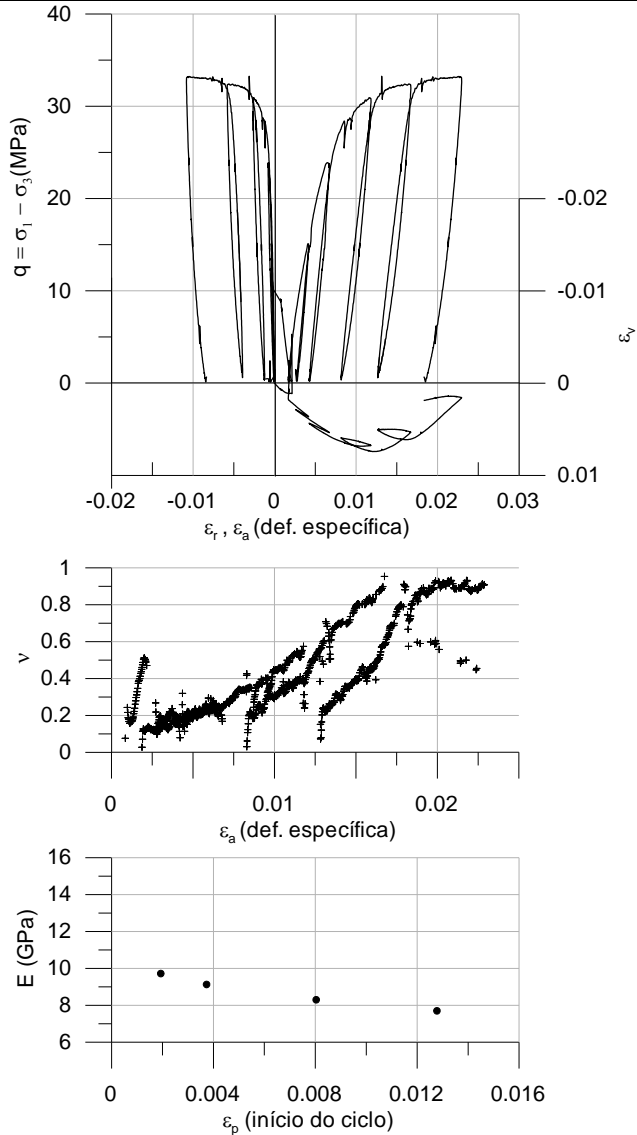
CP	64	
Rocha	BVA	
Progressiva	3450	
$\sigma_1$ máx (MPa)	231,81	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	5281	
$V_s$ (m/s)	4043	
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
<p>Havia feito os ciclos inicialmente, depois o ensaio foi realizado pelo LNEC com ciclos e ruptura. Nos ciclos iniciais os módulos eram da ordem de 60GPa, mas foi um ensaio onde os sensores radiais estavam com péssima resolução. Ou danificou a amostra ou o primeiro ensaio de ciclos estava com algum problema.</p>		
Foto:		




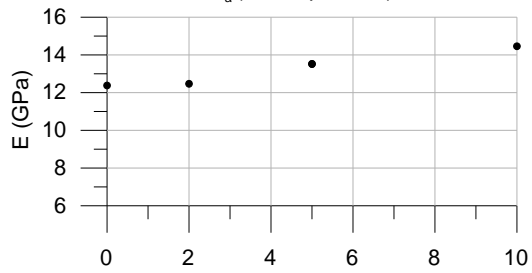
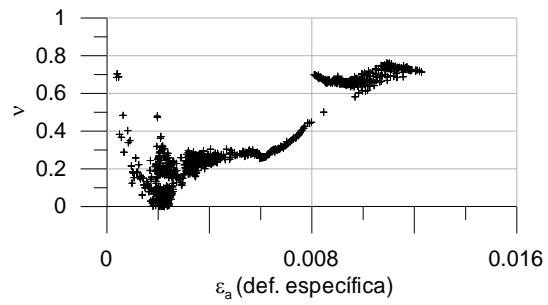
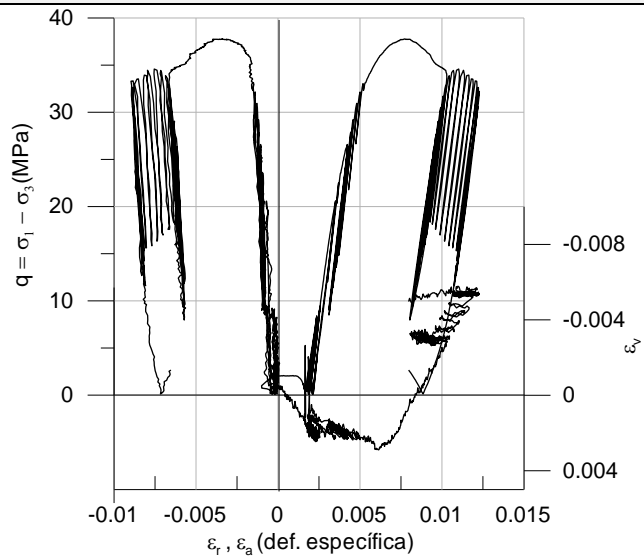


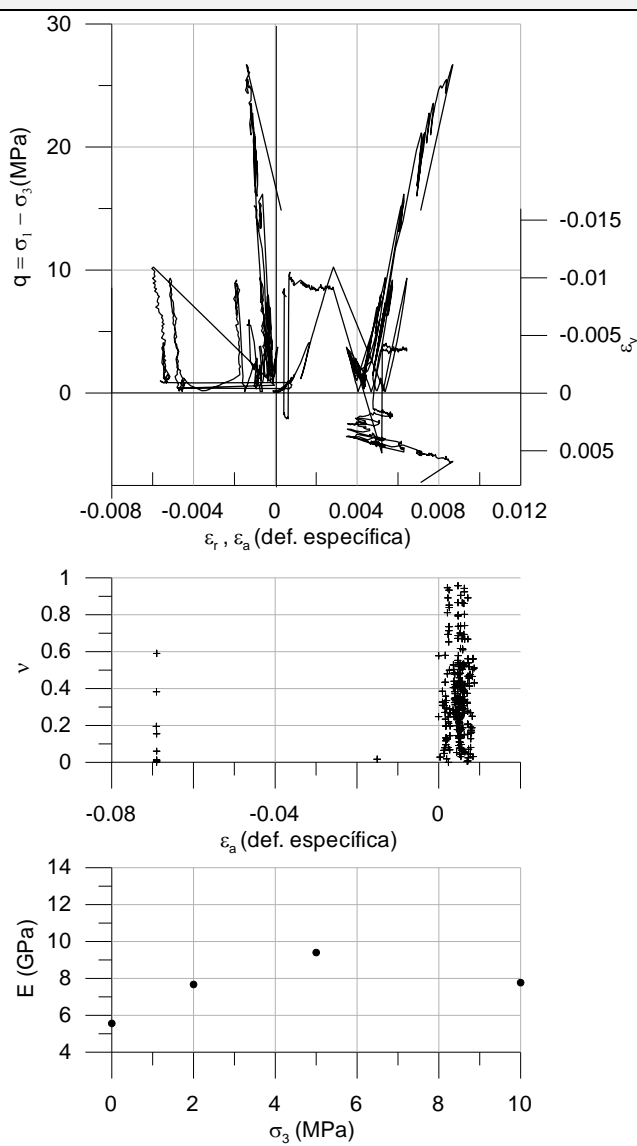
### 6.4.3 Corpos de prova extraídos da sondagem em brecha preta

CP	90	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	62,53	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	2	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	4244	
$V_s$ (m/s)	2636	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		
		


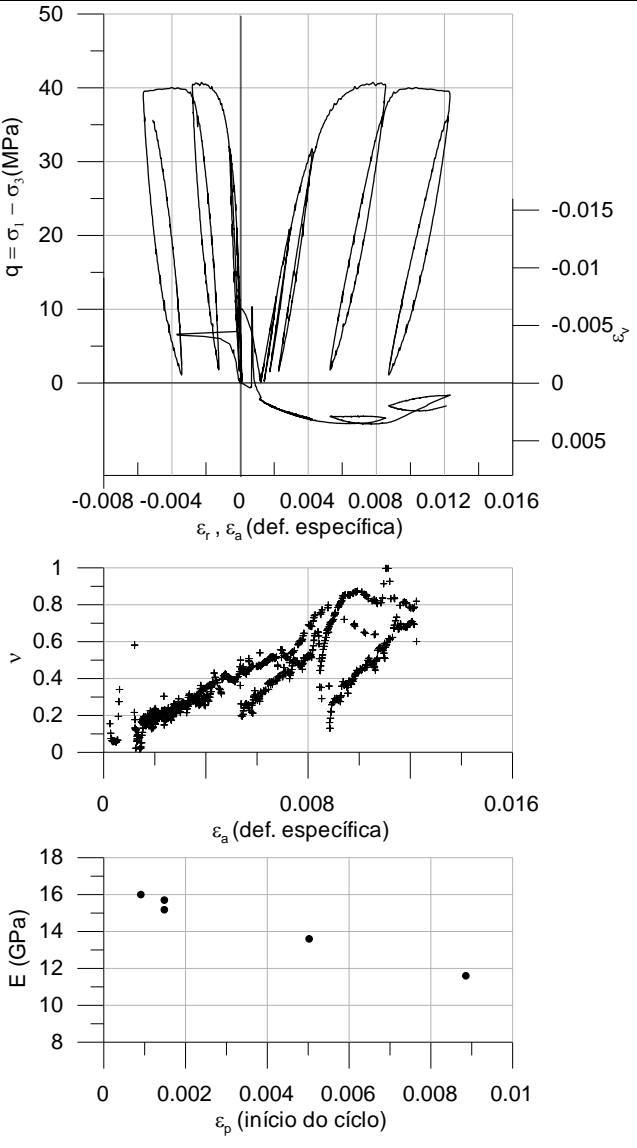
CP	92	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	43,15	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	3017	
$V_s$ (m/s)	2077	
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		
		

CP	93	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	42,67	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	3932	
$V_s$ (m/s)	2178	
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		
		

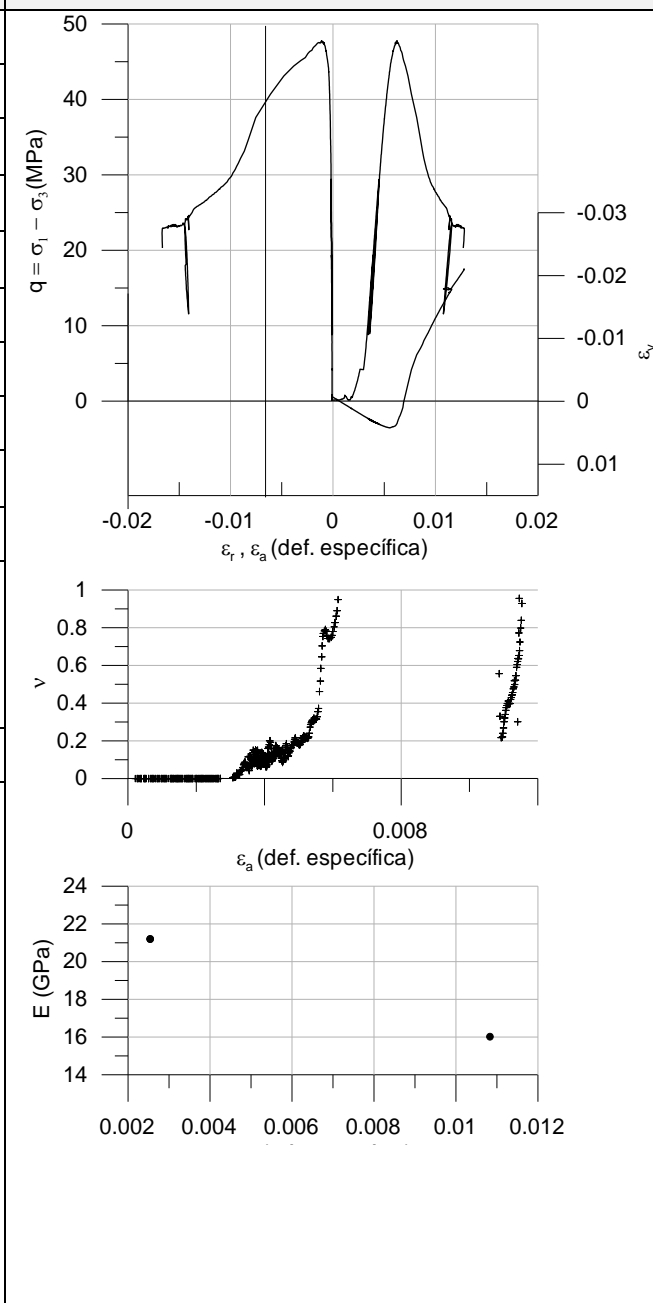


CP	94	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	31,62	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	3235	
$V_s$ (m/s)	1987	
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Ensaio cheio de problemas. Apenas aproveitam-se os ciclos e talvez a tensão máxima.		
Foto:		
		

CP	99	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	24,16	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	1	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	2788	
$V_s$ (m/s)	2402	
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		
		<p>The figure consists of three vertically stacked plots. The top plot shows the deviatoric stress <math>q = \sigma_1 - \sigma_3</math> (MPa) on the y-axis (0 to 25) against specific strain <math>\epsilon_r, \epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (-0.03 to 0.03). It displays a hysteresis loop with a peak stress of approximately 24 MPa. The middle plot shows Poisson's ratio <math>\nu</math> on the y-axis (0 to 1) against specific strain <math>\epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (0 to 0.004), showing a non-linear relationship. The bottom plot shows dynamic modulus <math>E</math> (GPa) on the y-axis (8 to 18) against strain at the start of the cycle <math>\epsilon_b</math> (início do ciclo) on the x-axis (0.001 to 0.006), with data points clustered around 11-12 GPa.</p>

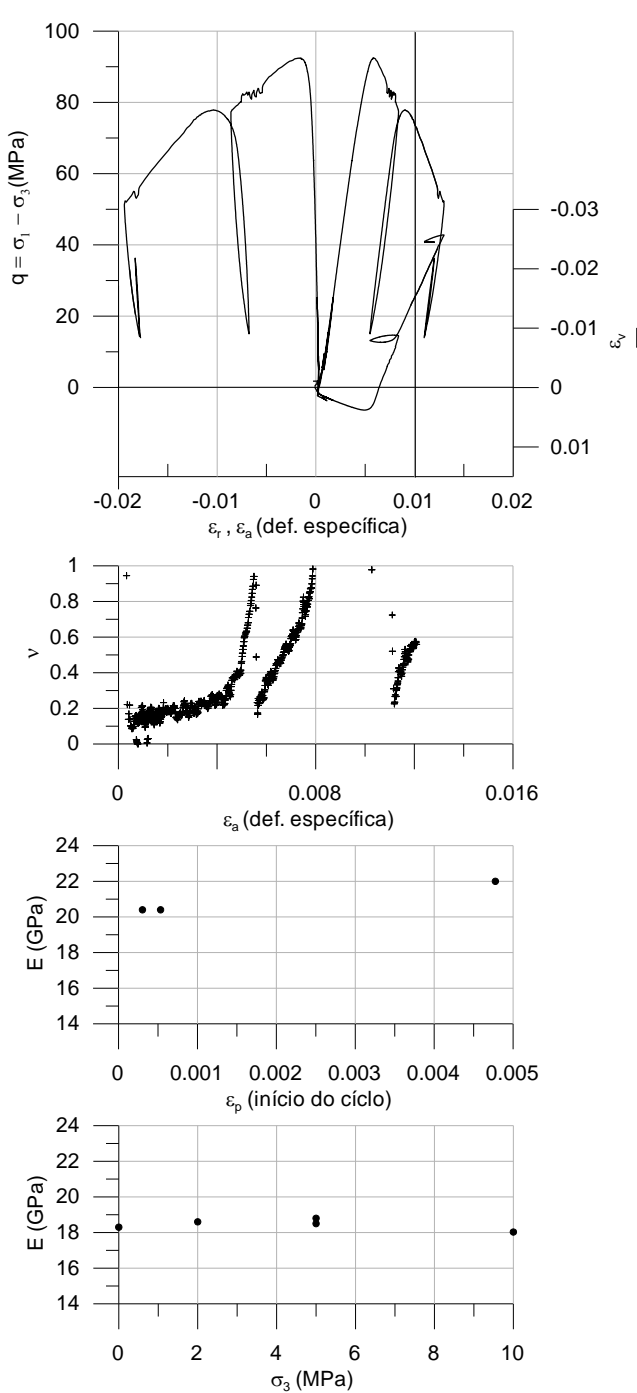
CP	102	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	50,62	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	3269	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		
		

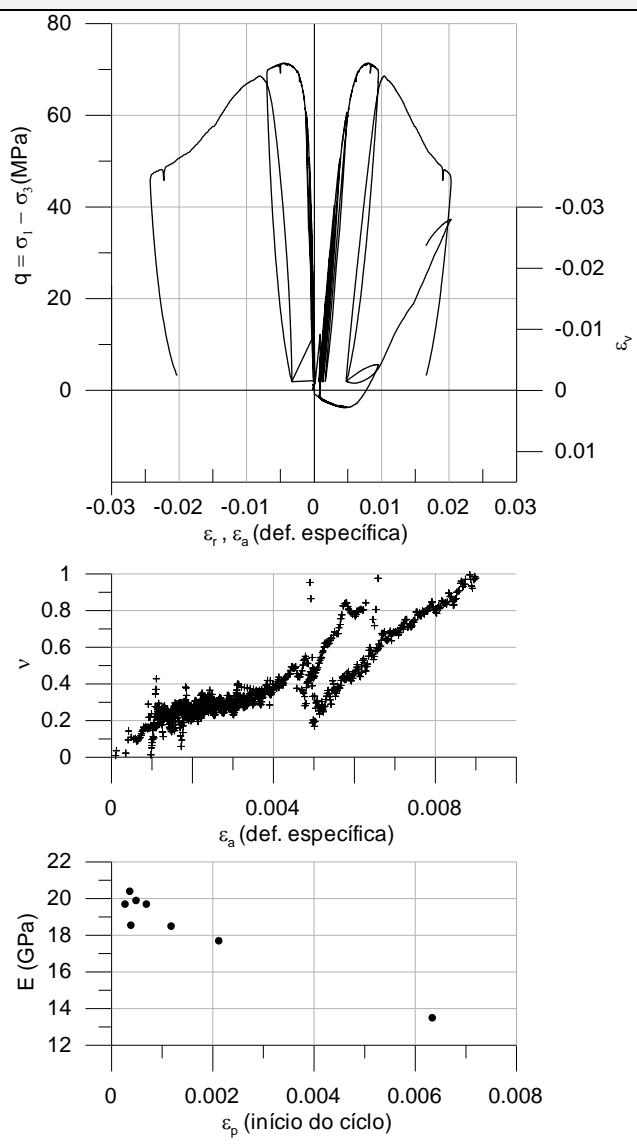
CP	103	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	25,4	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	2	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)		
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$v$ sísmico		
Comentários		
Ensaio em que a prensa disparou.		
Foto:		

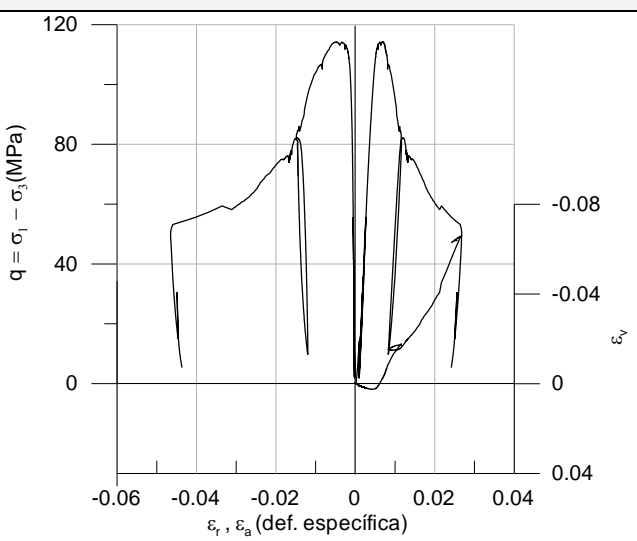
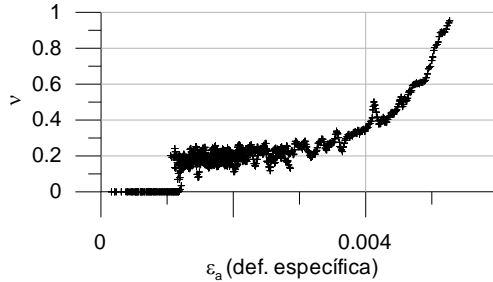
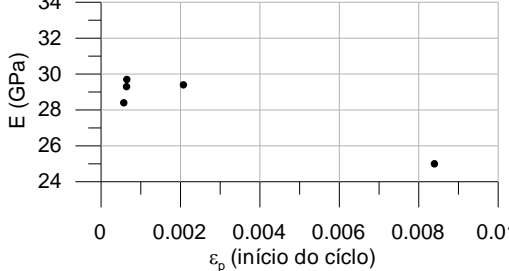
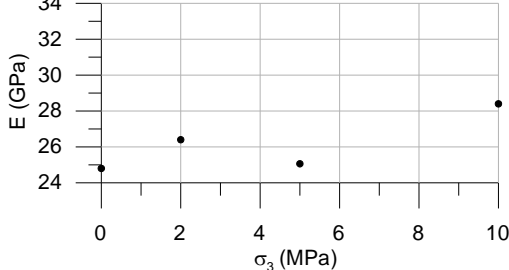
CP	104	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	48,67	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	1	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	4300	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		



CP	109	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	76,9	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	2	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	4826	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foram feito 5 ciclos antes da ruptura, não aparecem por causa da escala do gráfico.		
Foto:		

CP	110	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	97,22	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	4887	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$\nu$ sísmico		
Comentários		
Foto:		
		 <p>The figure contains four plots related to the mechanical properties of Brecha preta rock:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><b>Top Plot:</b> A stress-strain plot showing the difference in principal stresses <math>q = \sigma_1 - \sigma_3</math> (MPa) on the y-axis (0 to 100) against specific strains <math>\epsilon_r, \epsilon_a</math> (def. especifica) on the x-axis (-0.02 to 0.02). It displays two loading-unloading cycles with peak stresses around 90 MPa.</li> <li><b>Middle Plot:</b> A plot of Poisson's ratio <math>\nu</math> on the y-axis (0 to 1) against specific strain <math>\epsilon_a</math> (def. especifica) on the x-axis (0 to 0.016). The data points, marked with '+', show a non-linear relationship that increases with strain.</li> <li><b>Second from Bottom Plot:</b> A plot of Young's modulus <math>E</math> (GPa) on the y-axis (14 to 24) against the initial strain of the cycle <math>\epsilon_p</math> (inicio do ciclo) on the x-axis (0 to 0.005). It shows four data points clustered between 20 and 22 GPa.</li> <li><b>Bottom Plot:</b> A plot of Young's modulus <math>E</math> (GPa) on the y-axis (14 to 24) against the confining stress <math>\sigma_3</math> (MPa) on the x-axis (0 to 10). It shows four data points clustered around 18 GPa.</li> </ul>

CP	115	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	81,2	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	3777	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		

CP	111	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	123,95	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	10	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	4993	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
v sísmico		
Comentários		
Foto:		
		
		

CP	112	
Rocha	Brecha preta	
Progressiva	3545	
$\sigma_1$ máx (MPa)	99,24	
$\sigma_3$ ensaio (MPa)	5	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )		
$V_p$ (m/s)	4811	
$V_s$ (m/s)		
E sísmico (GPa)		
$v$ sísmico		
Comentários		
Ensaio interessante. Note que os módulos medidos nos ciclos durante o ensaio, com $\epsilon_p$ maiores, são superiores aos módulos dos ciclos com diferentes $\sigma_3$ . Isto demonstra que as tensões confinantes não foram suficientes para alterar o fechamento de fissuras, enquanto que a tensão cisalhante promoveu este evento.		
Foto:		
		<p>The figure contains four graphs related to the rock sample's behavior:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><b>Top Graph:</b> A plot of differential stress <math>q = \sigma_1 - \sigma_3</math> (MPa) on the y-axis (0 to 100) versus specific strain <math>\epsilon_r, \epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (-0.03 to 0.02). It shows a complex, multi-cycle stress-strain path with peaks around 80-90 MPa.</li> <li><b>Second Graph:</b> A plot of Poisson's ratio <math>\nu</math> on the y-axis (0 to 1) versus specific strain <math>\epsilon_a</math> (def. específica) on the x-axis (0 to 0.008). The data points, marked with '+', show a non-linear increasing trend from approximately 0.1 at 0 strain to 0.9 at 0.008 strain.</li> <li><b>Third Graph:</b> A plot of modulus <math>E</math> (GPa) on the y-axis (18 to 28) versus initial strain <math>\epsilon_p</math> (início do ciclo) on the x-axis (0 to 0.004). It shows four data points with values around 24 GPa.</li> <li><b>Bottom Graph:</b> A plot of modulus <math>E</math> (GPa) on the y-axis (12 to 22) versus confining stress <math>\sigma_3</math> (MPa) on the x-axis (0 to 10). It shows five data points with values around 18 GPa.</li> </ul>