

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

**ESTUDO DE DANOS EM PILARES DE CARVÃO PROVOCADOS PELO
DESMONTE COM EXPLOSIVO**

KELVIS DEL CARMEN PÉREZ HIDALGO

Dissertação para obtenção do título de Mestre
em Engenharia

Porto Alegre
2004

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

**ESTUDO DE DANOS EM PILARES DE CARVÃO PROVOCADOS PELO
DESMONTE COM EXPLOSIVO**

KELVIS DEL CARMEN PÉREZ HIDALGO
Engenheira Industrial

Trabalho realizado no Departamento de Engenharia de Minas da Escola de Engenharia da UFRGS, dentro do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais - PPGEM, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia

Área de Concentração: Tecnologia Mineral/Metalurgia Extrativa

Porto Alegre
2004

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do título de Mestre em Engenharia, área de concentração Tecnologia Mineral/Metalurgia Extrativa e aprovada em sua forma final, pelo Orientador e pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação.

Orientador: Prof. Dr. Jair Carlos Koppe

Banca Examinadora:

Prof. Dr. João Felipe Coimbra Leite Costa – PPGEM – DEMIN/UFRGS

Prof. Dr. Paulo Salvadoretti – PPGEM – DEMIN/UFRGS

Prof. Dr. Lineu Azuaga Ayres da Silva – EP/USP

Prof. Dr. Carlos Arthur Ferreira
Coordenador do PPGEM

Aos meus pais *Dionisio* e *Virginia*,
meus irmãos *Karina* e *Kelian*,
e para *Ulf Lindfors*

A mis padres *Dionisio* y *Virginia*,
mis hermanos *Karina* y *Kelian*,
y para *Ulf Lindfors*

AGRADECIMENTOS

- Em primeiro lugar a Deus, por suas bênçãos;
- à empresa panamenha, Productos Químicos Ibis S.A, pelo apoio financeiro durante todo o desenvolvimento desse mestrado;
- à Carbonífera Metropolitana S. A., pelo apoio técnico e financeiro durante o período de trabalho de campo na Mina Esperança; ao seu pessoal, em especial aos engenheiros, Cláudio Wasniewski e Edison Montedo, assim como ao supervisor, Ivolvey Mendes, que me acompanhou e me deu assistência em meu trabalho no subsolo da mina;
- ao meu orientador, professor Jair Carlos Koppe, aos professores de DEMIN e aos colegas do LPM;
- à Clovis Gonzatti da Fundação CIENTEC pelo fornecimento das normas da ISRM e ajuda valiosa na realização dos ensaios de laboratório;
- e a todos aqueles que não mencionei e que valiosamente contribuíram com sua amizade e sugestões.

AGRADECIMIENTOS

- En primer lugar a Dios, por sus bendiciones;
- a la empresa panameña, Productos Químicos Ibis, s.a., por el respaldo financiero a lo largo del desarrollo de esta maestría;
- a Carbonífera Metropolitana, s.a., por el apoyo técnico y económico durante el periodo de trabajo de campo en la Mina *Esperança*; a su personal, en especial a los ingenieros Cláudio Wasniewski y Edison Montedo, así como al supervisor Ivolvey Mendes quien me acompañó y brindó asistencia en mi trabajo en el subsuelo de la mina;
- al profesor Jair Carlos Koppe por su atinado asesoramiento y amable dedicación al dirigir este trabajo; a los profesores de DEMIN y colegas de LPM;
- a Clovis Gonzatti de la Fundación CIENTEC por proveerme de las normas de la ISRM y ayuda valiosa en la realización de los ensayos de laboratorio;
- y a todos aquellos que no mencioné, pero que valiosamente ofrecieron su amistad y sugerencias.

Tudo posso naquele que me fortalece.
Filipenses 4,13

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE QUADROS	xii
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS	xv
LISTA DE SIGLAS	xvi
LISTA DE SÍMBOLOS	xvi
RESUMO	xx
ABSTRACT	xxi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 PROBLEMA	4
1.2 HIPÓTESE DE ESTUDO	9
1.3 META E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	9
1.4 RELEVÂNCIA DO ESTUDO	9
1.5 METODOLOGIA DO TRABALHO	10
2 LOCALIZAÇÃO E GEOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO	11
2.1 LOCALIZAÇÃO	11
2.2 GEOLOGIA	14
2.3 FORMAÇÃO RIO BONITO E CAMADA DE CARVÃO BARRO BRANCO	14
2.4 MINA ESPERANÇA	20
3 DANOS PRODUZIDOS PELO DESMONTE COM EXPLOSIVOS	25
3.1 TEORIA DO DESMONTE POR EXPLOSIVO	27
3.2 ESTUDO DE CASOS	30
4 TÉCNICAS UTILIZADAS PARA MEDIR DANO NOS PILARES DA MINA ESPERANÇA	36
4.1 SONDAÇÃO HORIZONTAL	37
4.2 RQD – <i>ROCK QUALITY DESIGNATION</i>	38
4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA	40
4.3.1 Carga Pontual	40
4.3.2 Ensaio à Tração (Brasileiro)	46
4.3.2.1 Conceitos	47
4.3.2.2 Teoria	48

4.3.3	Compressão Uniaxial	51
4.3.3.1	Conceitos	52
4.3.3.2	Teoria	54
4.3.4	Comportamento Mecânico das Rochas	58
4.3.5	Fontes de Erros	63
4.4	VELOCIDADE ULTRA-SÔNICA	64
4.4.1	Conceitos	64
4.4.2	Teoria	68
4.5	VIBRAÇÃO	74
4.5.1	Conceitos	74
4.5.2	Determinação da Velocidade de Partícula	75
4.5.3	Dispersão da Velocidade de Partícula	77
4.5.4	Teoria	78
4.6	CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DOS DANOS	81
5	RESULTADOS DO ESTUDO	83
5.1	<i>RQD – ROCK QUALITY DESIGNATION</i>	83
5.1.1	Sondagem Horizontal	84
5.1.2	Análise dos Testemunhos da Sondagem	87
5.1.3	Danos nos Pilares	97
5.2	ENSAIO DE CARGA PONTUAL	110
5.2.1	Equipamento e Procedimento do Ensaio	110
5.2.2	Planilhas de Cálculo	112
5.2.3	Interpretação dos Resultados	120
5.3	ENSAIO BRASILEIRO	121
5.3.1	Equipamento e Procedimento do Ensaio	121
5.3.2	Planilhas de Cálculo	124
5.3.3	Interpretação dos Resultados	129
5.4	ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL	133
5.4.1	Equipamento e Procedimento do Ensaio	133
5.4.2	Planilhas de Cálculo	135
5.4.3	Interpretação dos Resultados	140
5.5	VELOCIDADE ULTRA-SÔNICA	142
5.5.1	Equipamento e Procedimento do Ensaio	143

5.5.2	Planilhas de Cálculos	145
5.5.3	Interpretação dos Resultados	149
5.6	VIBRAÇÃO	151
5.6.1	Desmonte com Explosivo da Camada de Carvão Branco	151
5.6.2	Metodologia da Medição de Vibração <i>In Situ</i>	155
5.6.3	Determinação da Equação de <i>PVS</i> da Camada de Carvão Branco	159
5.6.4	Determinação da Tensão na Onda de Compressão	168
6	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	174
6.1	DISCUSSÃO DO DANO IDENTIFICADO PELO <i>RQD</i>	174
6.2	DISCUSSÃO COMPARATIVA DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	185
6.3	DISCUSSÃO DA EQUAÇÃO DE ATENUAÇÃO DE <i>PVS</i>	190
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	194
	GLOSSÁRIO	200
	REFERÊNCIAS	201

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 –	Carregamento dos Pilares	2
Figura 1.2 –	Carregamento de Pilar com Dano	5
Figura 1.3 –	Resistência do Pilar pelo Dano causado pela Detonação com Explosivo.....	8
Figura 2.1 –	Bacia Carbonífera de Santa Catarina	12
Figura 2.2 –	Localização das principais Jazidas e Minas de Carvão do Sul do Brasil	13
Figura 2.3 –	Perfil Estratigráfico Típico da Formação Rio Bonito	17
Figura 2.4 –	Perfil Esquemático da Camada de Carvão Barro Branco segundo Furo de Sonda E.488.S.....	18
Figura 2.5 –	Áreas de ocorrência da Camada de Carvão Barro Branco no Sul de Santa Catarina	19
Figura 2.6 –	Mina Esperança	21
Figura 2.7 –	Método de Mineração Mina Esperança	22
Figura 2.8 –	Operações Unitárias do Sistema Mineração Mina Esperança	23
Figura 2.9 –	Painel de Lavra N°.9	24
Figura 3.1 –	Ilustração de uma Detonação	28
Figura 3.2 –	Eventos e Mecanismos de Cratera	30
Figura 3.3 –	Pilar com Reforço da Mina Esperança	35
Figura 4.1 –	Esquema do Equipamento de Ensaio de Carga Pontual. (a) Equipamento, (b) Ponteiras	42
Figura 4.2 –	Tipos de Amostras para o Ensaio de Carga Pontual	42
Figura 4.3 –	Ensaios Diametral e Axial de Amostras com a mesma Seção Transversal	43
Figura 4.4 –	Fraturas de Ensaio de Carga Pontual Válidas e Não Válidas	43
Figura 4.5 –	Gráfico da Correção de Diâmetro para a Conversão Índice de Carga Pontual- Resistência	45
Figura 4.6 –	Exemplo de Ensaios (a) Paralelos e (b) Perpendiculares á Estratificação	46
Figura 4.7 –	Fratura ao Longo da Direção de Carregamento	48
Figura 4.8 –	Força Concentrada em um Ponto de um Bordo Reto	49
Figura 4.9 –	Tensões numa Zona Circular	50
Figura 4.10 –	(a) Equipamento do Ensaio de Compressão Uniaxial, (b) Corpo de Prova Cilíndrico de Diâmetro NX	52
Figura 4.11 –	(a) Deformações Axial e Lateral pelo Ensaio de Compressão Uniaxial, (b) Curva Tensão – Deformação	54
Figura 4.12 –	Compressão Triaxial de um Cubo	56
Figura 4.13 –	(a) Carregamento Uniaxial, (b) Carregamento Biaxial	58
Figura 4.14 –	(a) Ensaio Triaxial, (b) Envoltória de Colapso	61
Figura 4.15 –	Tipos de Ruptura dos Corpos de Prova	62
Figura 4.16 –	Cisalhamento Puro	69

Figura 4.17 –	Deformação Angular	70
Figura 4.18 –	Compressão de Barra	79
Figura 5.1 –	Aspecto Geral da Sonda U3-6B KEMPE	85
Figura 5.2 –	Barrilete Duplo durante a Sondagem Horizontal no Estrato Siltito Barro Branco	85
Figura 5.3 –	Embalagem dos Testemunhos	86
Figura 5.4 –	Painel de Lavra N°. 9	88
Figura 5.5 –	Medidas do Pilar 1	89
Figura 5.6 –	Medidas do Pilar 2	90
Figura 5.7 –	Medidas do Pilar 3	91
Figura 5.8 –	Rocha Fragmentada nos primeiros 42 cm do Pilar 3	92
Figura 5.9 –	Fratura Natural com <i>Slickenside</i> do Pedacoço 23 do Pilar 2	93
Figura 5.10 –	Concreções de Pirita do Pedacoço 20 do Pilar 1	93
Figura 5.11 –	Fratura Natural (com Fóssil no Plano da Fratura) do Pedacoço 13 do Pilar 3	93
Figura 5.12 –	Perfil das Sondagens	94
Figura 5.13 –	Comportamento do <i>RQD</i> pela Profundidade. (a) Furo 1, (b) Furo 2, (c) Furo 3	96
Figura 5.14 –	Tamanho dos Pedacoços do Testemunho no Furo 1	98
Figura 5.15 –	Tamanho dos Pedacoços do Testemunho no Furo 1 desconsiderando as Fraturas produzidas pela Manobra do Barrilete (<i>FAB</i>)	99
Figura 5.16 –	<i>RQD</i> do Pilar 1	101
Figura 5.17 –	Tamanho dos Pedacoços do Testemunho no Furo 2	102
Figura 5.18 –	Tamanho dos Pedacoços do Testemunho no Furo 2 desconsiderando as Fraturas produzidas pela Manobra do Barrilete (<i>FAB</i>)	103
Figura 5.19 –	<i>RQD</i> do Pilar 2	105
Figura 5.20 –	Tamanho dos Pedacoços do Testemunho no Furo 3	105
Figura 5.21 –	Tamanho dos Pedacoços do Testemunho no Furo 3 desconsiderando as Fraturas produzidas pela Manobra do Barrilete (<i>FAB</i>)	106
Figura 5.22 –	<i>RQD</i> do Pilar 3	108
Figura 5.23 –	Exemplo da Orientação da Carga num Ensaio Diametral de Carga Pontual em Relação aos Planos de Sedimentação observados. (a) Esquema de Carregamento, (b) Corpo de Prova sendo Ensaiado	114
Figura 5.24 –	(a) Fraturamento do Tipo 1, (b) Fraturamento do Tipo 2, (c) Fraturamento do Tipo 3, (d) Fraturamento do Tipo 4	115
Figura 5.25 –	Comportamento de $I_{s(50)}$ pela Profundidade no Furo 1	116
Figura 5.26 –	Comportamento de $I_{s(50)}$ pela Profundidade no Furo 2	117

Figura 5.27 –	Comportamento de $I_{s(50)}$ pela Profundidade no Furo 3	118
Figura 5.28 –	Reta de Correlação $I_{s(50)} = f(X)$. (a) Furo 1, (b) Furo 2, (c) Furo 3	120
Figura 5.29 –	Verificação do Paralelismo das Faces do CP	123
Figura 5.30 –	Comportamento de σ_t pela Profundidade no Furo 1	126
Figura 5.31 –	Comportamento de σ_t pela Profundidade no Furo 2	127
Figura 5.32 –	Comportamento de σ_t pela Profundidade no Furo 3	128
Figura 5.33 –	Reta de Correlação $\sigma_t = f(X)$. (a) Furo 1, (b) Furo 2, (c) Furo 3	130
Figura 5.34 –	Comportamento de σ_t pelo Tempo de Carregamento (t) dos Furo 1, 2 e 3	131
Figura 5.35 –	Comportamento de σ_t pelo Tempo de Carregamento dos CP . (a) Furo 1, (b) Furo 2 e 3	132
Figura 5.36 –	Comportamento de $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 1	137
Figura 5.37 –	Comportamento de $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 2	138
Figura 5.38 –	Comportamento de $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 3	139
Figura 5.39 –	Correlação entre $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 1	140
Figura 5.40 –	Correlação entre $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 2	141
Figura 5.41 –	Correlação entre $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 3	141
Figura 5.42 –	Posicionamento do CP no Suporte de Bancada e Acoplamento dos Transdutores de Frequência	144
Figura 5.43 –	Velocidade da Onda de Compressão pela Profundidade no Pilar 1	146
Figura 5.44 –	Velocidade da Onda de Compressão pela Profundidade no Pilar 2	147
Figura 5.45 –	Velocidade da Onda de Compressão pela Profundidade no Pilar 3	148
Figura 5.46 –	Reta de Correlação de $c = f(X)$ no Furo 1	149
Figura 5.47 –	Reta de Correlação de $c = f(X)$ no Furo 2	150
Figura 5.48 –	Reta de Correlação de $c = f(X)$ no Furo 3	150
Figura 5.49 –	Plano de Fogo da Camada de Carvão Barro Branco Lavrada pela Mina Esperança	153
Figura 5.50 –	Fixação do Transdutor (Geofone). (a) Primeiro Tipo de Fixação, (b) Segundo Tipo de Fixação (adotado)	158
Figura 5.51 –	Gráfico de Medição de Velocidade de Partícula	160
Figura 5.52 –	Reta de Correlação das Medidas de PVS . (a) Escalonada Simples, (b) Escalonada Raíz Quadrada, (c) Escalonada Raíz Cúbica	163
Figura 5.53 –	Lei de Atenuação da Velocidade de Partícula PVS para a Camada de	

	Carvão Barro Branco na Mina Esperança	164
Figura 5.54 –	Curvas Limites da Lei de Atenuação da Velocidade de Partícula <i>PVS</i> para a Camada de Carvão Barro Branco na Mina Esperança	166
Figura 5.55 –	Tensão da Onda de Compressão ($\sigma_{c(onda)}$) pela Distância (<i>R</i>) da Fonte da Detonação. (a) Furo 2, (b) Furo 3	173
Figura 6.1 –	Extensão do Dano e Fragmentação produzida pelo Desmorte com Explosivo nos Pilares do CM-05 da Mina Esperança. (a) Pilar 1, (b) Pilar 2, (c) Pilar 3 ...	175
Figura 6.2 –	Ângulo de Fratura do Pilar 2	179
Figura 6.3 –	Resistência à Compressão do Pilar 2. (a) Pilar Íntegro, (b) Pilar Danificado ...	181
Figura 6.4 –	Correlação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e a Velocidade da Onda de Compressão dos Furos 2 e 3	187
Figura 6.5 –	Comportamento da Resistência à Compressão pelo Ensaio de Carga Pontual por Zona de Um Metro ao Longo do Furo	188
Figura 6.6 –	Comportamento da Resistência à Tração por Zona de Um Metro ao Longo do Furo	189
Figura 6.7 –	Comportamento da Resistência à Compressão Uniaxial por Zona de Um Metro ao Longo do Furo	189
Figura 6.8 –	Comportamento da Velocidade da Onda de Compressão por Zona de Um Metro ao Longo do Furo	190

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 –	Estratigrafia da Bacia Carbonífera de Santa Catarina	15
Quadro 3.1 –	Zonas de Danos nos Pilares do Caso de Tsoutrelis et al. (1995)	31
Quadro 4.1 –	Efeitos de Erros no Ensaio à Tração (Brasileiro)	63
Quadro 4.2 –	Efeitos de Erros no Ensaio de Compressão Uniaxial	64
Quadro 5.1 –	Localização dos Furos de Sonda no Painel de Lavra 9 – Eixo 17	86
Quadro 5.2 –	Seleção dos <i>CP</i> no Furo de Sonda para o Ensaio de Carga Pontual	111
Quadro 5.3 –	Seleção dos <i>CP</i> no Furo de Sonda para o Ensaio à Tração (Brasileiro).....	122
Quadro 5.4 –	Seleção dos <i>CP</i> do Furo de Sonda para o Ensaio de Compressão Uniaxial ,	134
Quadro 5.5 –	Sequência de Iniciação e Tempo de Espera da Espoleta	153
Quadro 5.6 –	Localização da Detonação com Explosivo e Distância de Afastamento com respeito ao Ponto de Medição	157
Quadro 5.7 –	Configuração do <i>Minimate Plus</i> Para as Medições de Vibração no Teto da Camada Barro Branco	157

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1	– Resistência do Pilar conforme o Dano produzido pelo Explosivo	8
Tabela 3.1	– Extensão das Zonas Externa, Intermediária e Central nos Pilares do caso de Tsoutrelis et al. (1995)	32
Tabela 4.1	– Classificação do <i>RQD</i> segundo Deere (1964)	39
Tabela 4.2	– Propriedades Mecânicas das Rochas do Teto da Mina Esperança	61
Tabela 4.3	– Correlações entre as Características Geomecânicas das Rochas	66
Tabela 4.4	– Informações Estatísticas dos Registros de Detonações feitos por Lucole e Dowding (1979)	78
Tabela 5.1	– Recuperação de Testemunho	87
Tabela 5.2	– Determinação do <i>RQD</i> para os Pilares 1, 2 e 3	95
Tabela 5.3	– Alcance do Dano no Pilar 1	101
Tabela 5.4	– Alcance do Dano no Pilar 2	104
Tabela 5.5	– Alcance do Dano no Pilar 3	108
Tabela 5.6	– Extensão Danificada dos Pilares 1, 2 e 3 da Mina Esperança	109
Tabela 5.7	– Planilha de Cálculo para $I_{s(50)}$ e C_o do Furo 1	116
Tabela 5.8	– Planilha de Cálculo para $I_{s(50)}$ e C_o do Furo 2	117
Tabela 5.9	– Planilha de Cálculo para $I_{s(50)}$ e C_o do Furo 3	118
Tabela 5.10	– Estatística do $I_{s(50)}$ para Todos os <i>CP</i>	119
Tabela 5.11	– Estatística do $I_{s(50)}$ para os <i>CP</i> com Fraturas Válidas e Não-Válidas	119
Tabela 5.12	– Planilha de Cálculo para σ_t do Furo 1	125
Tabela 5.13	– Planilha de Cálculo para σ_t do Furo 2	127
Tabela 5.14	– Planilha de Cálculo para σ_t do Furo 3	128
Tabela 5.15	– Estatística de σ_t para Todos os <i>CP</i>	129
Tabela 5.16	– Correlação da Resistência à Tração e o Tempo de Carregamento	132
Tabela 5.17	– Planilha de Cálculo para σ_c do Furo 1	137
Tabela 5.18	– Planilha de Cálculo para σ_c do Furo 2	138
Tabela 5.19	– Planilha de Cálculo para σ_c do Furo 3	139
Tabela 5.20	– Estatística de $\sigma_{c(l/d=2)}$ para Todos os <i>CP</i>	140
Tabela 5.21	– Planilha de Cálculo para (c) do Furo 1	146
Tabela 5.22	– Planilha de Cálculo para (c) do Furo 2	147

Tabela 5.23 –	Planilha de Cálculo para (c) do Furo 3	148
Tabela 5.24 –	Estatística de c para Todos os CP	149
Tabela 5.25 –	PVS do Teto da Camada Barro Branco	161
Tabela 5.26 –	Valores do Coeficiente de Poisson, Massa Especifica Aparente e Velocidade da Onda de Compressão	169
Tabela 5.27 –	Tensão na Onda Sísmica de Compressão $\sigma_{c(onda)}$	171
Tabela 6.1 –	RQD e Índice de Fraturamento Artificial nas Zonas de Dano dos Pilares 1, 2 e 3 da Mina Esperança	176
Tabela 6.2 –	Correção do RMR do Argilito da Camada Bonito pelo Fraturamento da Camada de Carvão Barro Branco	178
Tabela 6.3 –	Médias dos Resultados dos Ensaios de Laboratório por Zonas de Dano	185
Tabela 6.4 –	Médias dos Resultados dos Ensaios de Laboratório por Zonas de um Metro	187

LISTA DE ABREVIATURAS

AL	–	Arenito Laminado.
AM	–	Arenito Maciço.
CM-05	–	Conjunto Mecanizado Cinco.
<i>CP</i>	–	Corpo de Prova.
ce	–	Cartucho de Explosivo.
EX, AW, NWM	–	Diâmetros de Ferramentas de Sondagens.
<i>FA</i>	–	Fratura Artificial.
<i>FAB</i>	–	Fratura Artificial produzida pelo Barrilete.
<i>FN</i>	–	Fratura Natural.
FNV	–	Fratura Não Válida.
<i>FS</i>	–	Fator de Segurança Total.
<i>FS_r</i>	–	Fator de Segurança Real.
G	–	Galeria.
<i>GPR</i>	–	<i>Ground Penetrating Radar.</i>
<i>HCF</i>	–	<i>Half Cast Factor.</i>
ND	–	Não Disponível.
NX	–	Diâmetro de Testemunho de Sondagem equivalente a 54,7 mm Nominal.
<i>PD</i>	–	Pressão de Detonação.
<i>P_f</i>	–	Pressão nas paredes do Furo.
<i>PPV</i>	–	<i>Peak Particle Velocity.</i>
PUNDIT	–	<i>Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Testing.</i>
<i>PVS</i>	–	<i>Peak Vector Sum.</i>
<i>RMR</i>	–	<i>Rock Mass Rating.</i>
ROM	–	<i>Run of Mine.</i>
<i>RQD</i>	–	<i>Rock Quality Designation.</i>
SCP	–	Sem Corpo de Prova.
SL	–	Siltito Laminado.
SM	–	Siltito Maciço.
T	–	Travessão.
<i>VDO</i>	–	Velocidade de Detonação do Explosivo.
<i>VPOUL</i>	–	Velocidade de Propagação de Ondas Ultra Sônicas Longitudinais.

LISTA DE SIGLAS

CIENTEC	–	Fundação de Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul.
DNPM	–	Departamento Nacional da Produção Mineral.
IPT	–	Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo.
ISRM	–	International Society for Rock Mechanics.
MME	–	Ministério de Minas e Energia.
UFRGS	–	Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
USA	–	United States of America.

LISTA DE SÍMBOLOS

A	–	Área.
A_c	–	Área central.
A_e	–	Área externa.
A_i	–	Área intermediária.
B	–	Largura da galeria.
c	–	Velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas longitudinais ou velocidade da onda de compressão.
C_o	–	Resistência à compressão pelo ensaio de carga pontual.
c_P	–	Velocidade de propagação da onda P .
c_S	–	Velocidade de propagação da onda S .
d	–	Diâmetro.
d_e	–	Diâmetro do cartucho do explosivo.
D_e	–	Diâmetro equivalente.
d_f	–	Diâmetro do furo do plano de fogo.
d_p	–	Distância entre o transmissor e receptor.
e	–	Dilatação volumétrica unitária.
E	–	Módulo de elasticidade longitudinal estático ou de Young.
E_d	–	Módulo de elasticidade dinâmico.
e_f	–	Percentual de explosivo no comprimento do furo.
E_m	–	Coeficiente de elasticidade longitudinal médio.
F	–	Fator de correção do índice de carga pontual; expoente de parâmetros

	locais.
F_d	– Fator de segurança de desmonte.
F_e	– Fator de segurança de esbeltez.
F_t	– Fator de segurança de tempo.
F_x, F_y	– Forças aplicadas segundo os eixos cartesianos.
G	– Módulo de elasticidade transversal ou módulo de rigidez ou módulo de elasticidade ao cisalhamento.
h	– Altura da camada.
H	– Altura da cobertura.
I_{FA}	– Índice de fraturas artificiais por metro.
I_{FT}	– Índice de fraturas totais.
I_S	– Índice de carga pontual ou tensão de ruptura do ensaio.
$I_{S(50)}$	– Índice de resistência de carga pontual corrigido para um diâmetro padrão de 50 mm.
J_f	– Índice de fraturas.
k	– Constante.
l	– Comprimento.
L	– Localização da carga no ensaio pontual; componente longitudinal da movimentação de partículas.
m	– Massa.
N	– Força normal a uma fratura.
p	– Pressão hidrostática.
P	– Carga no pilar; força de ruptura; onda elástica de compressão.
P/t	– Razão de carregamento.
P_{Xp}	– Carga no pilar danificado.
r	– Raio ou coeficiente de correlação.
r^2	– Coeficiente de determinação.
R	– Resultante de forças; onda sísmica de superfície; afastamento entre a detonação e o geofone; razão comprimento-diâmetro; razão largura-altura do pilar; comprimento máximo de dano pelas ondas P e S .
$R/W, R/W^{1/2}, R/W^{1/3}$	– Relações de distância escalonada.
S	– Ondas elásticas de cisalhamento.
$S_{y.x}$	– Erro padrão da estimativa.

t	–	Tempo.
T	–	Componente transversal da movimentação de partículas.
T_e	–	Tempo de retardo da espoleta.
t_p	–	Tempo que a onda P levou para percorrer a distância d_p .
V	–	Força paralela a uma fratura; componente vertical da movimentação de partículas.
W	–	Largura do pilar.
W_{ret}	–	Carga de explosivo por retardo.
W_T	–	Carga de explosivo total detonada.
X	–	Localização do CP no furo.
X_p	–	Profundidade do dano no pilar.
$X_{p(ac)}$	–	Profundidade do dano no pilar acumulado.
x, y, z	–	Eixos cartesianos.
y_{est}	–	$\log PVS_{estimado}$.
ym	–	Média do $\log PVS_{estimado}$.

Símbolos Gregos:

α	–	Ângulo qualquer ou ângulo de atrito interno.
γ	–	Peso específico ou deformação angular.
δ	–	Alongamento ou encurtamento de uma barra.
Δ_d	–	Varição de diâmetro.
Δ_l	–	Varição de comprimento.
$\Delta\sigma_p$	–	Varição da resistência do pilar sem dano em relação à resistência do pilar danificado.
ε	–	Alongamento unitário.
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	–	Deformações unitárias segundo os eixos cartesianos.
θ	–	Ângulo qualquer; soma das tensões normais; ângulo de ruptura do CP .
ν	–	Coeficiente de Poisson.
ν_m	–	Coeficiente de Poisson médio.
ρ	–	Massa específica aparente.
σ	–	Tensão de compressão no plano de fratura.
σ_1	–	Tensões de compressão vertical.

σ_3	–	Tensões de confinamento.
σ_c	–	Tensão de compressão no pilar; resistência à compressão uniaxial.
σ_{cam}	–	Resistência <i>in situ</i> da camada de carvão.
$\sigma_{c(l/d=1)}$	–	Resistência à compressão uniaxial normalizados para uma relação de $(l/d = 1)$.
$\sigma_{c(l/d=2)}$	–	Resistência à compressão uniaxial normalizados para uma relação de $(l/d = 2)$.
$\sigma_{c(onda)}$	–	Tensão na onda de compressão.
$\sigma_{c(Xp)}$	–	Tensão de compressão no pilar danificado.
σ_p	–	Resistência do pilar.
σ_{pi}	–	Resistência do pilar íntegro.
σ_{pj}	–	Resistência do pilar danificado.
$\sigma_{p(Xp)}$	–	Resistência do pilar danificado.
σ_r	–	Tensão radial de compressão.
σ_t	–	Resistência à tração.
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	–	Tensões segundo os eixos cartesianos.
σ_z	–	Tensão gravitacional.
σ_θ	–	Tensão de compressão segundo um ângulo qualquer.
τ_{limite}	–	Tensão de cisalhamento limite.
τ_o	–	Coesão da rocha.
τ_{onda}	–	Tensão de cisalhamento na onda sísmica.
τ_θ	–	Tensão de cisalhamento segundo um ângulo qualquer.
v	–	Velocidade transmitida às partículas da zona submetida à compressão.

RESUMO

O dimensionamento de pilares em minas de carvão é fortemente influenciado pelas condições geomecânicas do depósito mineral e pelo método de lavra utilizado. No desmonte de rochas com utilização de explosivos, os danos provocados podem ser significativos e influenciar diretamente no dimensionamento e segurança dos pilares. Essa dissertação tem como meta estudar os danos nos pilares provocados pelo desmonte com explosivos em camadas de carvão tendo como hipótese de estudo que os danos no pilares diminuem em profundidade no interior do pilar, devendo ocorrer aumento na integridade da rocha desde as bordas até o núcleo do pilar.

A validade da hipótese de estudo foi verificada em testemunhos de rocha obtidos por sondagem horizontal, nos quais foram feitos ensaios de resistência (carga pontual, tração (brasileiro), compressão uniaxial), ensaios de medição de velocidade ultrassônica e de velocidade de partícula (medição de vibração), além da descrição detalhada dos pedaços de testemunhos com a técnica de avaliação da integridade do maciço denominada *RQD*.

Com a única exceção do ensaio de carga pontual, as outras técnicas utilizadas forneceram resultados úteis e indispensáveis aos cálculos que se fizeram a partir dos parâmetros obtidos com o *RQD* e vibração (as duas técnicas consideradas fundamentais na dissertação).

Nessa dissertação, ficou comprovada a hipótese de estudo e o dano no pilar foi dividido em zonas de rocha com índices de fraturamento decrescente no sentido do núcleo do pilar: uma primeira zona com fragmentação intensa por compressão e duas outras, seguintes, fraturadas por cisalhamento, efeito das ondas sísmicas da detonação do explosivo.

Os resultados obtidos nessa dissertação mostraram que os danos no pilar podem ser bem avaliados, que existem zonas distintas de fragmentação, as quais podem ser incorporadas no dimensionamento de pilares. As técnicas utilizadas (*RQD* e vibração) foram eficientes na determinação dos danos provocados pelo explosivo, sendo, no entanto, necessário a introdução de modificações na padronização dos ensaios para melhor adaptá-los às condições de amostragem de campo.

ABSTRACT

Coal mine pillar design is strongly influenced by the geomechanical conditions of the mineral deposit and the adopted mining method. Rock blasting induces pillar damage promoting strong influence on the pillars design and safety. The goal of this dissertation is to study the induced pillar damage by blasting in a coal mine with the following hypothesis: the damage will decrease in the direction of the center of the pillar.

Laboratory tests such as point load, tensile (Brazilian) and uniaxial compressive strength and other techniques such as ultrasonic and peak particle velocity were used to investigate the hypothesis of this dissertation. Further, a detailed logging description of core drilling rock was made and the *RQD* was estimated.

The results obtained by laboratory tests (except for the point load test) were useful for the estimations that were done together with the *RQD* and vibration parameters. These two last were the most important techniques used in this work.

This dissertation proved the hypothesis and concluded the damage in coal pillar was divided in zones of decreasing fractures to the center of the pillar: first zone with intensive compressive breakage, followed by two zones affected by shear fracturing. All these three zones are damaged by the blasting seismic waves.

The results showed that coal pillar damage could be well understood and measured and there are different zones of damage which could be incorporated into pillar design. The procedures adopted in this study were efficient in determining rock pillar damage due to blasting. Furthermore, it is necessary to introduce some modifications on the standard test methods to make them suitable to the condition of field sampling.

CAPÍTULO N.º 1

INTRODUÇÃO

O dimensionamento de pilares em minas de carvão é fortemente influenciado pelas condições geomecânicas do depósito mineral e do método de lavra (principalmente pelas características de geometria do pilar e da largura da galeria).

Os pilares são formados pela camada de carvão e estão dispostos entre as rochas encaixantes: teto e lapa. Essas encaixantes variam muito de um depósito para outro e até no próprio depósito.

Em face disso, o problema do dimensionamento de pilares de carvão deve ser resolvido utilizando os seguintes parâmetros locais:

- i) resistência da camada;
- ii) geometria da lavra;
- iii) fator de segurança.

Os parâmetros de resistência da camada de carvão que se encontram na literatura não devem ser utilizados, já que não consideram as características locais da camada de carvão que está sendo lavrada, devendo ser usados tão somente como valores de referência. Já no que se refere às equações empíricas de resistência, que contemplam fatores como a razão largura/altura de pilares, elas têm a sua aplicabilidade reconhecida.

Em mecânica de rochas admite-se que o carregamento máximo dos pilares é aquele calculado pela área tributária. A figura 1.1 representa o carregamento que sofrem os pilares, sendo derivadas as seguintes equações:

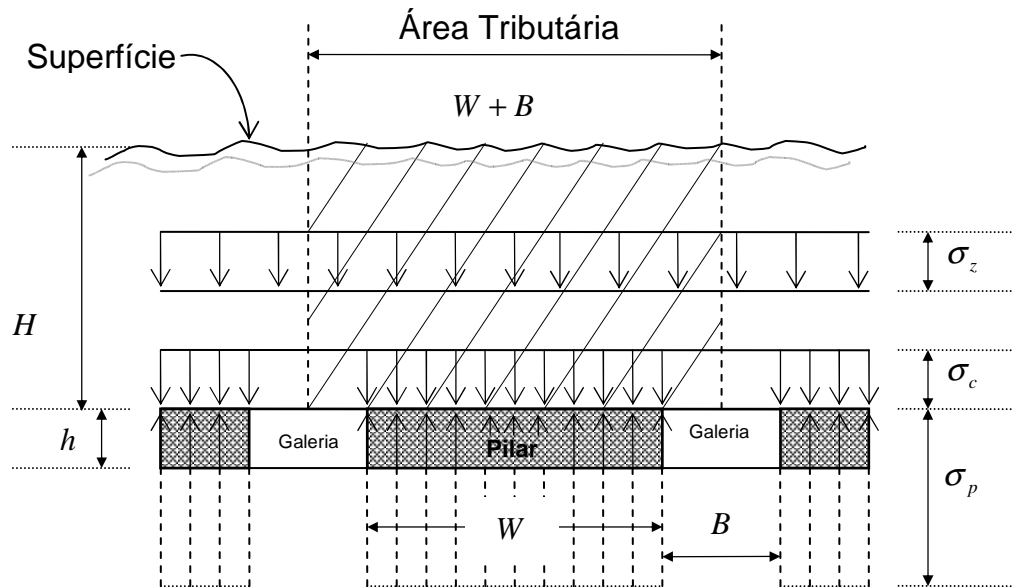


Figura 1.1 – Carregamento dos Pilares.

tensão gravitacional, (MPa) $\sigma_z = \gamma \cdot H$ (1.1)

tensão de compressão no pilar, (MPa) $\sigma_c = \sigma_z \cdot \frac{(W+B)^2}{W^2}$ (1.2)

resistência do pilar, (MPa) $\sigma_p = \sigma_{cam} \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W}{h} \right) \cdot \frac{1}{FS}$ (1.3)

fator de segurança $FS = \frac{\sigma_p}{\sigma_c}$ (1.4)

onde,

γ = peso específico da cobertura, (MPa/m).

H = altura da cobertura, (m).

W = largura do pilar, (m).

B = largura da galeria, (m).

h = altura da camada, (m).

σ_{cam} = resistência *in situ* da camada de carvão, (MPa).

A resistência do pilar (σ_p) calculada a partir de equações empíricas considera a resistência *in situ* da camada de carvão (σ_{cam}) e um fator de amplificação dessa resistência baseado na relação W/h . Hustrulid (1976) cita os seguintes autores que formularam equações empíricas que calculam a resistência do pilar:

$$\text{Obert-Duvall (1967) :} \quad \sigma_p = \sigma_{cam} \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W}{h} \right) \quad (1.5)$$

$$\text{Bieniawski (1968):} \quad \sigma_p = \sigma_{cam} \left(0,64 + 0,36 \cdot \frac{W}{h} \right) \quad (1.6)$$

$$\text{Salamon e Munro (1967):} \quad \sigma_p = \sigma_{cam} \left(\frac{W^{0,46}}{h^{0,66}} \right) \quad (1.7)$$

Van der Merwe (2002) apresenta uma outra equação empírica específica para bacias carboníferas sul-africanas:

$$\sigma_p = \sigma_{cam} \left(\frac{W}{h} \right) \quad (1.8)$$

No Brasil, Zorzi et al. (1991) determinaram o parâmetro local de resistência da camada de carvão Barro Branco por meio de ensaios de laboratório e *in situ*, resultando um valor de 7,12 MPa. Adotou ainda a equação de Obert-Duvall (1967) como aquela que melhor se adaptava às condições da camada de carvão Barro Branco:

$$\sigma_p = 7,12 \text{MPa} \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W}{h} \right) \cdot \frac{1}{FS} \quad (1.9)$$

O fator de segurança, no caso Zorzi et al. (1991), incorporou outros fatores locais como o fator de segurança de tempo (F_t), de desmonte (F_d) e de esbeltez

(F_e) , que reunidos ao fator de segurança real (FS_r) admitido como 1,3 formou um fator de segurança total (FS).

$$FS = \frac{FS_r}{(F_t)(F_d)(F_e)} \quad (1.10)$$

O significado e os valores de F_t , F_d e F_e são apresentados na seção 1.1. Assim, na Mina Esperança, com alturas de cobertura entre 100 e 300 m, o fator de segurança estaria entre 1,7 e 1,9 (Zorzi et al. 1991).

O fator de desmonte na fórmula anterior se refere ao dano produzido pelo desmonte com explosivos nos pilares da lavra e será deduzido a seguir na seção 1.1 para o caso específico dos pilares de carvão da Mina Esperança.

De uma maneira geral, na detonação com explosivos é produzida uma onda de choque de compressão que produz deformação e fragmentação (dano) na rocha. Na região mais próxima à detonação (furo detonado) o dano é grande e permanente, diminuindo e desaparecendo no ponto em que a resistência da rocha torna-se maior que a intensidade do choque da onda de detonação. Quando o plano de fogo (número de furos, tipo de explosivo, carga explosiva, configuração dos furos e outros) não é bem planejado, pode acontecer que a onda de choque gere fraturamento excessivo na rocha além do limite projetado pela lavra (*overbreak*) e, nesse caso, o dano no pilar é desproporcional, superior ao que normalmente se poderia esperar.

1.1 PROBLEMA

Os fatores que foram mencionados antes (tempo de vida útil do pilar, sua esbeltez e desmonte com explosivos) influenciam na redução da resistência de um pilar. Esses fatores vão permitir estabelecer, com prudência, uma margem de segurança no dimensionamento do pilar, incorporando os aspectos inerentes às propriedades mecânicas e condições geológicas do meio.

No maciço rochoso podem ser identificados dois tipos de fraturamentos: os próprios do maciço e os induzidos. O primeiro devido à evolução geológica do maciço e o segundo aos provocados pelas operações de mineração de escavação mecanizada, redistribuição de tensões depois da escavação e desmonte com explosivos. Esses fraturamentos, sejam quais foram, quando produzidos nas paredes do pilar, reduzem sua área útil e diminuem a sua resistência. Essa dissertação assumirá que nas paredes do pilar existe somente fraturamento induzido pelo desmonte com explosivo, os quais diminuem para o interior do pilar. Admite-se que no núcleo do pilar exista apenas um fraturamento pre-existente do maciço. O fator de desmonte (F_d), de acordo com a figura 1.2, é deduzido como segue:

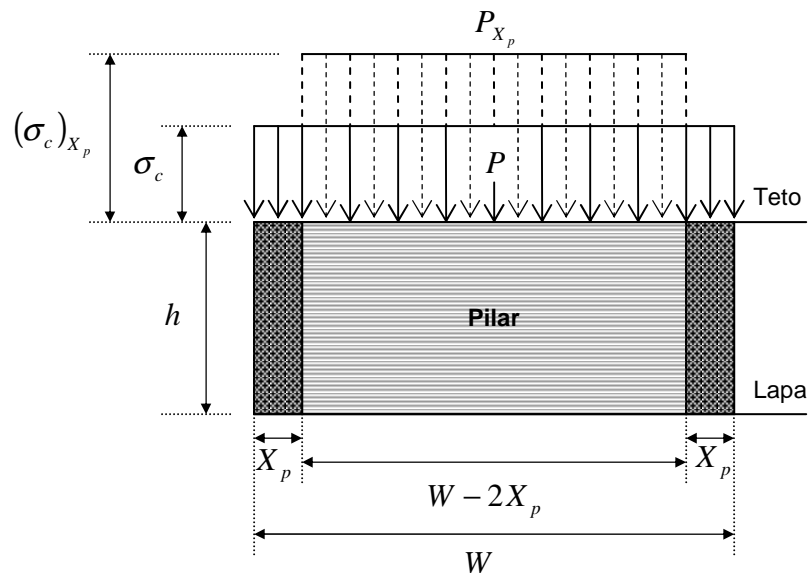


Figura 1.2 – Carregamento de Pilar com Dano.

carga no pilar, (MN):

$$P = \sigma_c \cdot W^2 = 7,12 \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W}{h} \right) \cdot W^2 \quad (1.11)$$

carga no pilar danificado, (MN):

$$P_{X_p} = \sigma_{c(X_p)} \cdot (W - 2X_p)^2 = 7,12 \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W - 2X_p}{h} \right) \cdot (W - 2X_p)^2 \quad (1.12)$$

onde,

X_p = dano do pilar (0,25 m, segundo Zorzi et al. (1991), como a profundidade a partir da face lateral do pilar).

$\sigma_{c(x_p)}$ = tensão de compressão no pilar danificado, (MPa).

O fator de desmonte representa a relação entre os dois carregamentos:

$$F_d = \frac{P_{xp}}{P} = \frac{7,12 \left(0,778 + 0,222 \frac{W - 2X_p}{h} \right) \cdot (W - 2X_p)^2}{7,12 \left(0,778 + 0,222 \frac{W}{h} \right) \cdot W^2} \quad (1.13)$$

$$F_d = \left(\frac{W - 2X_p}{W} \right)^2 \cdot \left(\frac{0,778 + 0,222 \frac{W - 2X_p}{h}}{0,778 + 0,222 \frac{W}{h}} \right)$$

Na sequência da dissertação, será apresentada uma simulação do que aconteceria nos pilares quando o F_d varia numa faixa de valores ampla (tabela 1.1 e figura 1.3).

A situação atual na Mina Esperanca é a seguinte:

H	=	250 m	
h	=	2,40 m	
B	=	6,00 m	
W	=	19,70 m	
FS_r	=	1,3	para pilares de painés onde não está prevista a recuperação dos pilares.
F_t	=	0,8	para pilares permanentes, ou seja, não vão romper no futuro.
F_e	=	1,0	não vai ocorrer aumento da altura do pilar por “caimento” do teto da galeria.
F_d			variável a ser estudada.

Assim, a equação (1.10) tem a seguinte expressão:

$$FS = \frac{1,3}{0,8 \cdot 1,0} \cdot \frac{1}{F_d}$$

$$FS = 1,6250 \frac{1}{F_d} \quad (1.14)$$

Para o exemplo da Mina Esperança podemos verificar o que acontece com a resistência do pilar quando se faz variar o F_d :

Caso No. 1:

resistência do pilar sem dano (σ_p) e para os valores $X_p = 0$ m e $F_d = 1$.

$$\sigma_p = \sigma_{cam} \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{W}{h} \right) \cdot \frac{1}{FS}$$

$$\sigma_p = 7,12 \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{19,70}{2,40} \right) \cdot \frac{F_d}{1,6250} \quad (1.15)$$

$$\sigma_p = 11,3931 \cdot (F_d = 1)$$

$$\sigma_p = 11,3931 MPa$$

Caso No. 2:

resistência do pilar com dano ($\sigma_{p(X_p)}$) e para o valor $X_p \neq 0$ m.

$$(\sigma_p)_{X_p} = \sigma_p \cdot F_d$$

$$(\sigma_p)_{X_p} = 11,3931 \cdot F_d \quad (1.16)$$

O fator de desmonte dado pela equação (1.13) para este caso fica expresso da seguinte maneira para qualquer valor de X_p :

$$F_d = \left(\frac{19,70 - 2X_p}{19,70} \right)^2 \cdot \left(\frac{0,778 + 0,222 \cdot \frac{19,70 - 2X_p}{2,40}}{0,778 + 0,222 \cdot \frac{19,70}{2,40}} \right) \quad (1.17)$$

$$F_d = (1 - 0,1015X_p)^2 \left[(0,299202 + 0,035573 \cdot (19,70 - 2X_p)) \right]$$

Tabela 1.1 – Resistência do Pilar conforme o Dano produzido pelo Explosivo

X_p , (m)	0	0,25 ⁽¹⁾	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
F_d	1	0,9330	0,8690	0,8080	0,7499	0,6945	0,6420
FS	1,625	1,7417	1,8700	2,0111	2,1670	2,3398	2,5312
σ_p , (MPa)	11,39	10,63	9,90	9,21	8,54	7,91	7,31

(1) dano determinado por Zorzi et al. (1991).

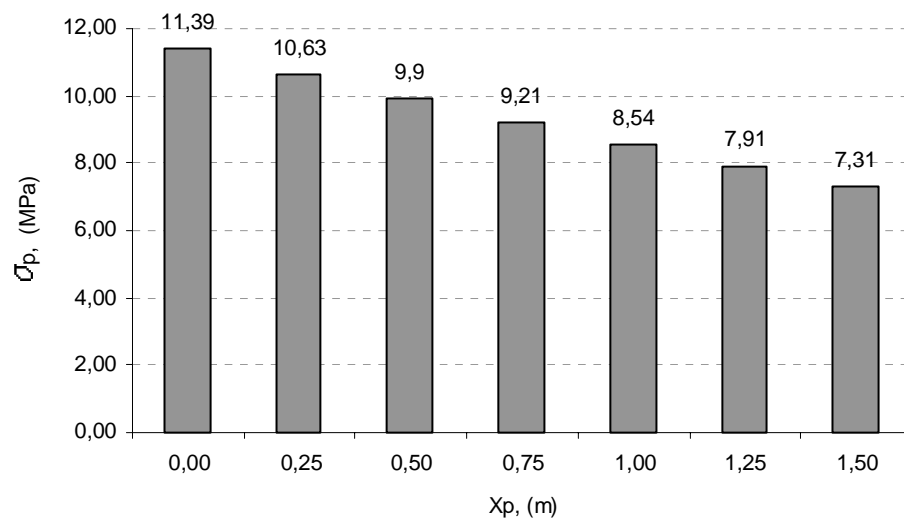


Figura 1.3 – Resistência do Pilar pelo Dano causado pela Detonação com Explosivo.

A resistência dos pilares é bastante influenciada pelo dano (X_p) provocado pelo desmonte com explosivo nas paredes do pilar.

Nessa dissertação, um tratamento especial será dado à determinação da profundidade horizontal real que o desmonte com explosivo danifica os pilares de carvão da Mina Esperança, ou seja, tem-se o objetivo de verificar o dano efetivo que ocorre nos pilares.

1.2 HIPÓTESE DE ESTUDO

Os danos no pilar provocados pelo desmonte com explosivo diminuem e desaparecem em profundidade no interior do pilar, devendo ocorrer aumento de resistência desde as bordas até o núcleo do pilar.

1.3 META E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A dissertação tem como meta desenvolver um estudo que permita qualificar e quantificar os danos produzidos pelo desmonte com explosivos nos pilares de lavra de carvão da Mina Esperança.

Além da meta da dissertação, outros objetivos podem ser destacados:

- i) verificar a eficiência de ensaios tradicionais de mecânica de rochas (carga pontual, tração e compressão uniaxial) na avaliação de danos promovidos por explosivos nos pilares;
- ii) identificar as melhores técnicas para avaliação dos danos no corpo do pilar;
- iii) avaliar a necessidade de incorporação das zonas de danos na determinação da resistência média dos pilares visando um dimensionamento mais adequada dos mesmos.

1.4 RELEVÂNCIA DO ESTUDO

Atingidos os objetivos propostos pela dissertação, haverá uma contribuição importante ao ficar conhecida a área do pilar não danificada, a qual constitui a sustentação básica da carga que atua sobre o pilar. E, conseqüentemente, poderão ser dimensionados pilares levando em consideração o efeito dos danos do desmonte. Outro benefício importante que pode ser alcançado, é uma possível alteração do plano de fogo do desmonte visando diminuir o dano nas faces do pilar.

1.5 METODOLOGIA DO TRABALHO

A seguinte metodologia foi desenvolvida para atingir-se os objetivos propostos nessa dissertação:

- i) Pesquisa bibliográfica: a pesquisa foi feita em livros de texto e artigos técnicos-científicos selecionando-se assuntos referentes aos danos causados pelo desmonte com explosivo;
- ii) Escolha da área de trabalho: a Mina Esperança foi escolhida porque a empresa desejava determinar o dano causado pelo desmonte nos pilares de carvão;
- iii) Estabelecimento do plano de trabalho: foi elaborado um plano para conhecer o problema e estabelecer uma hipótese de estudo, para coletar dados *in situ* e em laboratório, para fazer o processamento dos dados e a interpretação dos resultados confrontando-os com a hipótese e, finalmente, estabelecer as conclusões dessa dissertação;
- iv) Elaboração da dissertação: foram pré-definidos 7 capítulos principais:
 - 1) Introdução: onde se apresenta o problema;
 - 2) Geologia e localização: no qual situa-se o campo do trabalho e sua geologia;
 - 3) Danos produzidos pelo explosivo: nesse discute-se a teoria do desmonte de rocha com explosivos;
 - 4) Técnicas utilizadas para medir dano nos pilares: aqui apresentam-se seis (6) técnicas possíveis de aplicação;
 - 5) Resultados do estudo: onde se apresentam todos os resultados das medições realizadas;
 - 6) Discussão dos resultados: aqui se faz uma análise crítica dos resultados alcançados verificando se a hipótese de estudo confirma-se ou não;
 - 7) Conclusões: aqui são apresentados as conclusões finais da dissertação.

CAPÍTULO N.º 2

LOCALIZAÇÃO E GEOLOGIA DA ÁREA DE ESTUDO

O presente estudo foi desenvolvido na Mina Esperança de propriedade da Carbonífera Metropolitana S/A que pertence ao grupo das Empresas Guglielmi. A atividade empresarial começou em 1890 com a implementação de projetos de colonização de terras e em 1941 iniciou a extração de carvão mineral no Estado de Santa Catarina, já com a denominação de Carbonífera Metropolitana S/A, empregando 530 homens.

Autorizada pelo Ministério das Minas e Energia (MME), em fevereiro de 1974 implantou projeto de mecanização em uma de suas unidades de extração, a Mina União, passando a produzir 120.000 t de *Run of Mine* (ROM) mensais.

Em junho de 1981, de acordo com o contrato firmado com o MME, foi implantada a Mina Esperança com o objetivo inicial de produzir 2.500.000 toneladas por ano de ROM. A Mina Esperança com três conjuntos mecanizados produz atualmente 1.200.000 t de ROM por ano. Com recursos próprios foi implantada no mesmo pátio a Mina Fontanella com capacidade extrativa anual de 2.400.000 t de ROM da camada de carvão Bonito.

2.1 LOCALIZAÇÃO

A Mina Esperança, objeto deste trabalho de dissertação, está localizada na Bacia Carbonífera de Santa Catarina, um dos mais importantes campos carboníferos brasileiros. A Mina esta situada no Estado de Santa Catarina, especificamente no Município de Treviso, aproximadamente a 30 km de distância a noroeste da Cidade de Criciúma (figura 2.1).

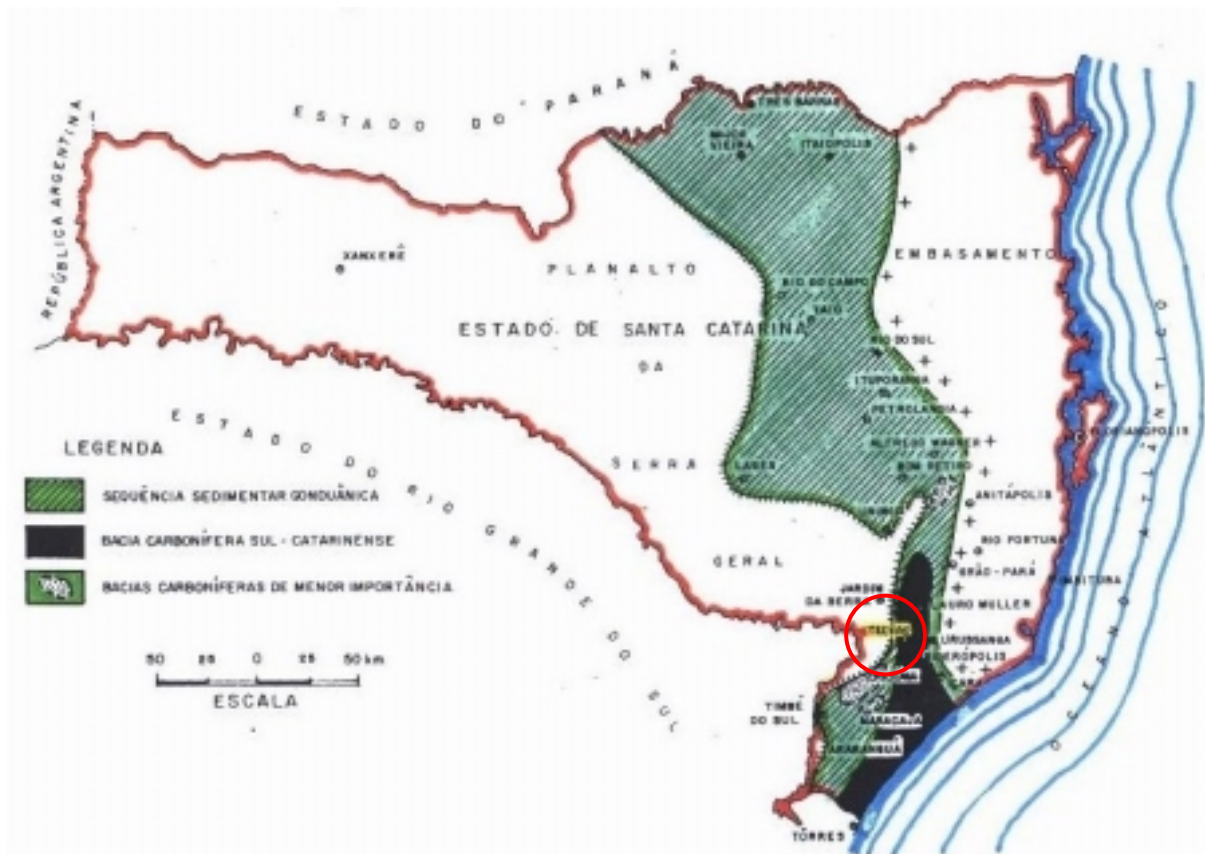


Figura 2.1 – Bacia Carbonífera de Santa Catarina (modificado de DNPM, 1987). Município de Treviso indicado pelo círculo vermelho.

A Bacia Carbonífera de Santa Catarina está situada na porção sudeste da Bacia do Paraná, conhecida por ser uma grande bacia sedimentar gonduânica que se estende do centro ao sul do Brasil, incluindo parte do Paraguai, Uruguai e Argentina (figura 2.2).

Entre outras, as duas camadas de carvão mais importantes da Bacia Carbonífera de Santa Catarina, exploradas desde os primórdios de 1900, são a camada Barro Branco e a camada Bonito. A camada de carvão Barro Branco utilizada no passado para produzir carvão para aplicações siderúrgicas, hoje é totalmente direcionada ao mercado de geração de energia; essa camada está sendo minerada na Mina Esperança desde 1984. A camada de carvão Bonito encontra-se estratigraficamente 70 m abaixo da camada de carvão Barro Branco e é explorada atualmente pela Mina Fontanella da Carbonífera Metropolitana S/A e pela Mina Barro Branco de propriedade da Carbonífera Catarinense S/A.

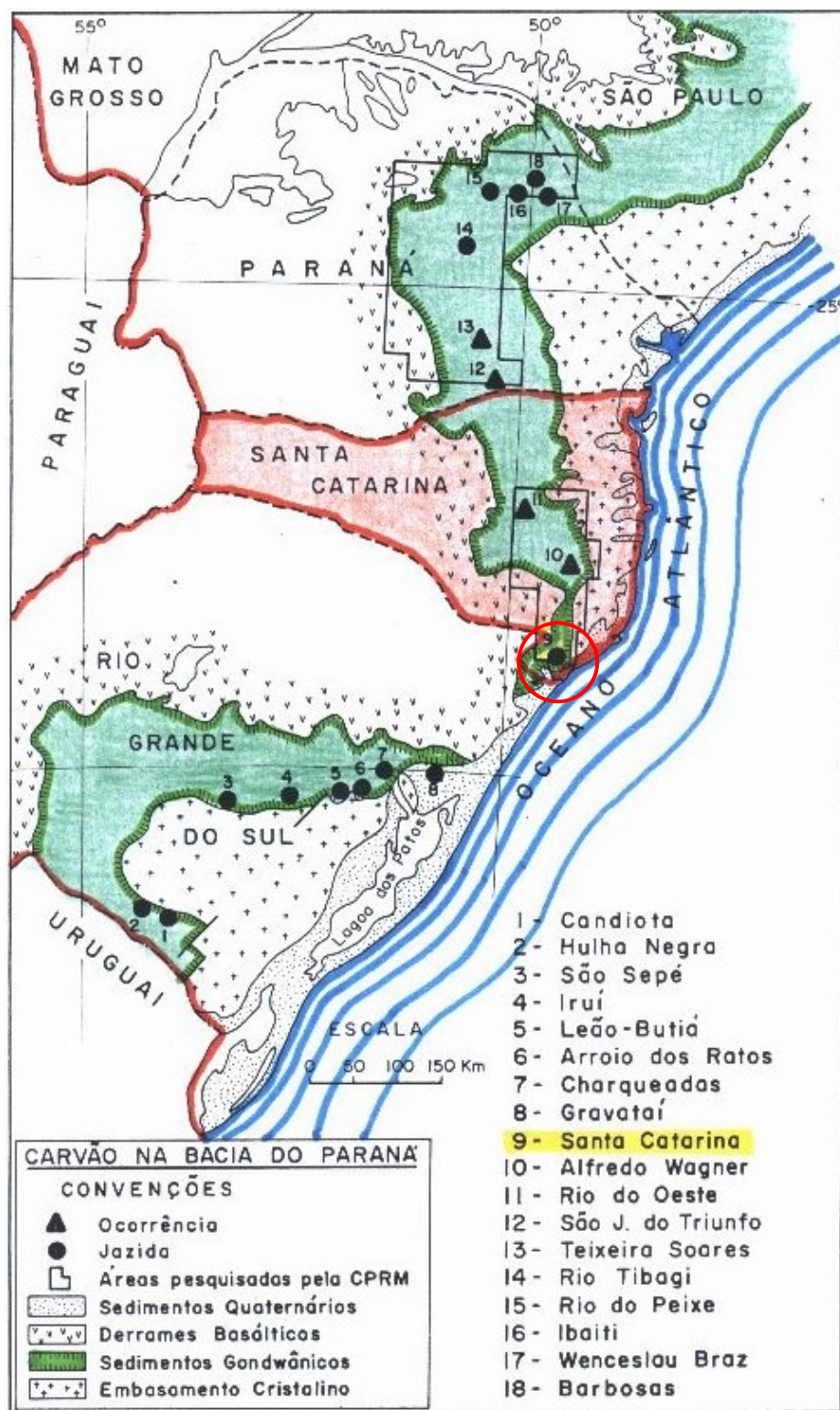


Figura 2.2 – Localização das principais Jazidas e Minas de Carvão do Sul do Brasil (modificado de Schneider, 1978). Jazida de Santa Catarina indicada pelo círculo vermelho.

2.2 GEOLOGIA

A Mina Esperança está localizada na porção norte da Bacia Carbonífera de Santa Catarina. A estratigrafia da Bacia Carbonífera de Santa Catarina é apresentada no quadro 2.1.

Rochas cristalinas do Pré-Cambriano, pertencente ao Grupo Pedras Grandes, afloram a leste da área no município de Urussanga. A Formação Rio do Sul, pertencente ao subgrupo Itararé, aflora no Município de Urussanga. A Formação Rio Bonito é a mais antiga que aflora na área e nela são encontradas as camadas de carvão economicamente importantes. Acima da Formação Rio Bonito ocorre a Formação Palermo. Essa formação compreende siltitos de cor cinza a cinza-esverdeados com arenitos intercalados. Siltitos escuros e folhelhos com porções pirobotuminosas e margas constituem a Formação Irati. Na seqüência, ocorre a Formação Estrada Nova formada por siltitos cinza escuros.

As camadas mergulham menos que 1° para sudoeste formando uma estrutura em homoclinal suave num mosaico de blocos grandes, altos e baixos, separados por falhas normais com vários metros de deslocamento. Falhamentos menores e variações de mergulho local nas camadas de carvão, devido a dobras causadas por eventos tectônicos ou variações na paleotopografia, podem provocar problemas durante a mineração. Finalmente, os sedimentos quaternários ocorrentes na região são formados tanto por depósitos de tálus como por aluviões.

2.3 FORMAÇÃO RIO BONITO E CAMADA DE CARVÃO BARRO BRANCO

A formação Rio Bonito é considerada uma das mais importantes na Bacia do Paraná e é nela que se encontram os conhecidos depósitos carboníferos brasileiros. A formação é dividida em três diferentes unidades litoestratigráficas, da base ao topo: Rio Bonito Inferior, Rio Bonito Médio e Rio Bonito Superior (Caye et al., 1975, apud Zingano, 2002). Um perfil da formação Rio Bonito é apresentado na figura 2.3.

Quadro 2.1 – Estratigrafia da Bacia Carbonífera de Santa Catarina (Caye et al. 1975, apud Zingano, 2002)

Período	Litoestratigrafia				Litologia
	Grupo	Subgrupo	Formação	Membro	
Quaternário					Depósitos aluvionares e coluvionares.
Jurássico	São Bento		Serra Geral		Diabásio cinza-esverdeado, grãos fino a médios, juntas verticais e veios preenchidos de calcita.
Permiano			Estrada Nova		Siltitos cinza-escuros e folhelhos com finos estratos de arenitos violeta-acinzentados.
			Irati		Folhelhos escuros e siltitos com porções pirobetuminosas, lentes carbonáticas.
	Tubarão	Guatá	Palermo		Siltitos cinza a esverdeados com estratos de arenitos, silito preto com estrutura flaser.
			Rio Bonito	SIDERÓPOLIS	ARENITOS CINZA-CLAROS DE FINOS A MÉDIOS. PRESENÇA DE SILTITOS, FOLHELHOS E CAMADAS DE CARVÃO.
				Paraguaçu	Siltitos cinza a esverdeados, finas camadas de carvão e arenitos.
				Triunfo	Arenitos cinza-claros de finos a grosseiros, presença de silito cinza escuro, raramente camadas de carvão.
Permiano Carbonífero		Itararé	Rio do Sul		Sedimentação rítmica, diamictitos, arenitos e conglomerados.
Pré-Cambriano	Pedras Grandes	Inconformidade			Rochas graníticas: quartzo-monzonitos e granodioritos.

NOTA: a camada Barro Branco minerada pela Mina Esperança situa-se no membro Siderópolis da formação Rio Bonito Superior.

As camadas de carvão com valor econômico estão posicionadas no membro Rio Bonito Superior. É uma seqüência de arenitos finos, médios e grosseiros nos quais intercalam-se as camadas de siltito e carvão (Zingano, 2002). A camada de carvão Barro Branco situada no membro Rio Bonito Superior é a mais importante sob o ponto de vista econômico devido à sua ampla e persistente distribuição geográfica horizontal e da qualidade de seu carvão. Vem sendo minerada desde o início do século.

A camada de carvão Barro Branco é contituida por carvão e estéril intercalados em proporções aproximadamente equivalentes em espessura. No perfil da figura 2.4 está representada a camada de carvão Barro Branco (furo de sonda E.488.SC) situado no painel de lavra onde foram feitos os furos de sondagem horizontal que fundamentam essa dissertação.

A camada de carvão Barro Branco apresenta-se com forma alongada na direção norte-sul, com 95 km de comprimento e uma largura média de 20 km (conforme a figura 2.5). Inúmeras falhas que ocorrem na região deslocaram a camada de carvão muitas vezes por uma centena de metros, ou permitiram a introdução de massas ígneas (diabásio), que em conjunto produzem grandes obstáculos para a lavra.

A camada de carvão Barro Branco apresentava a seguinte reserva de carvão *in situ* (DNPM, 1996):

Reserva Medida	=	183,81 milhões t.
Reserva Indicada:	=	387,00 milhões t.
Reserva Inferida:	=	371,50 milhões t.
Reserva Total:	=	942,31 milhões t.

Entretanto, a reserva de carvão lavrável é bem menor e só poderá ser perfeitamente determinada depois de conhecidos os fatores de: falhas de rejeito significativo e intrusões de diabásio e o método de lavra a ser adotado.

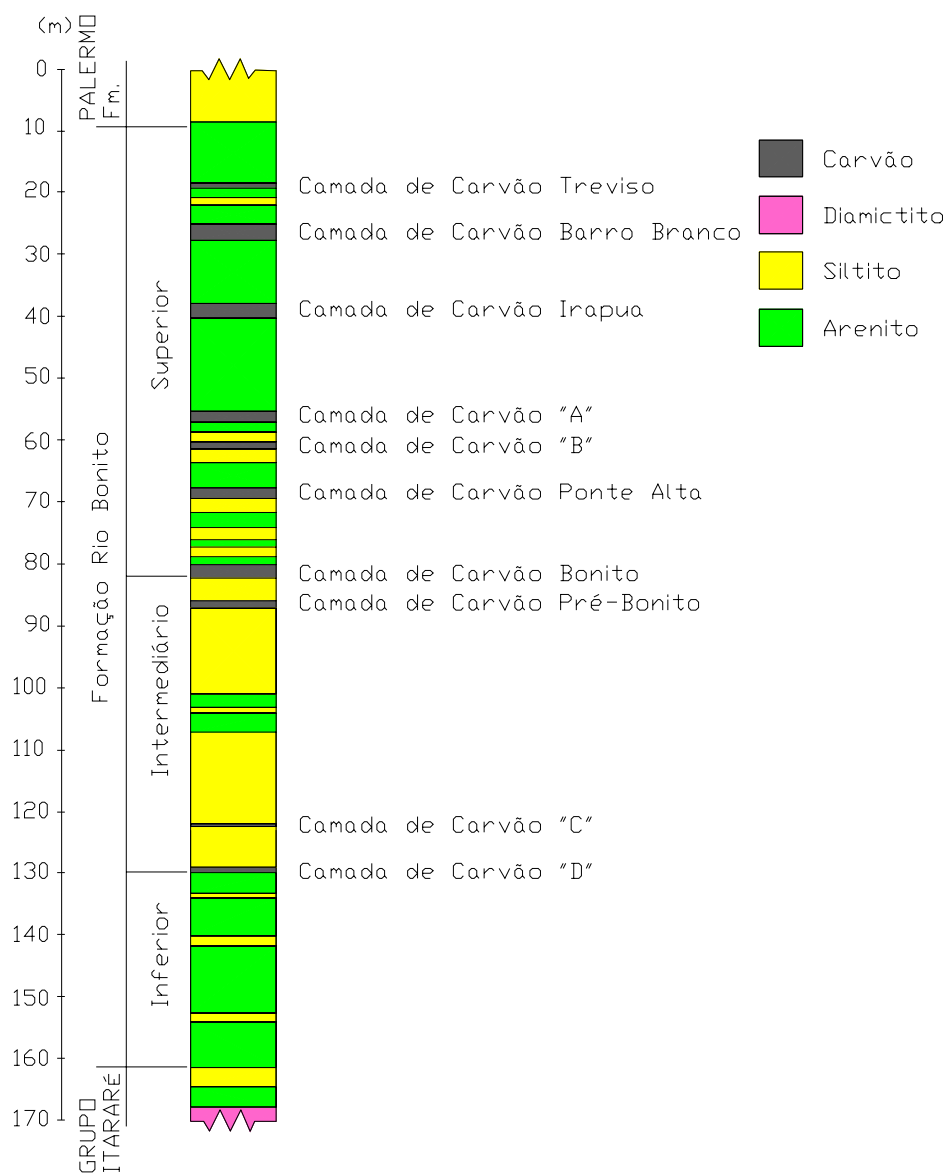


Figura 2.3 – Perfil Estratigráfico Típico da Formação Rio Bonito (Caye et al. 1975, apud Zingano, 2002).

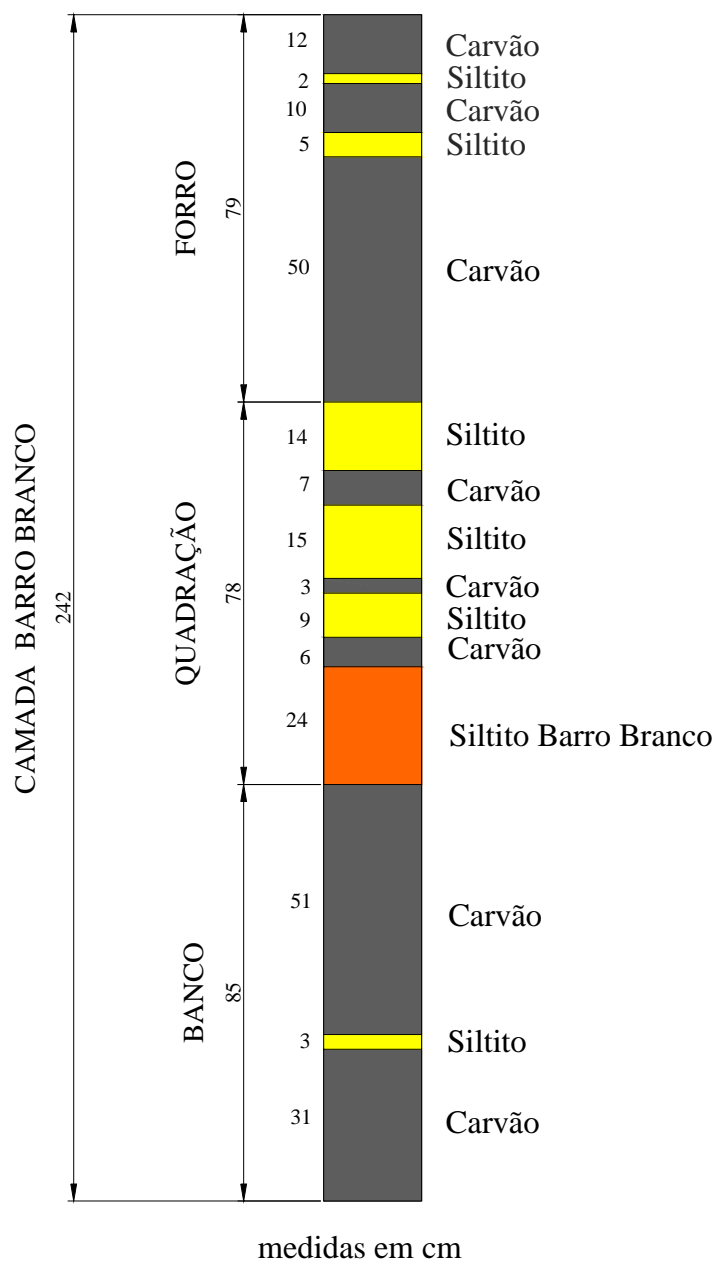


Figura 2.4 – Perfil Esquemático da Camada de Carvão Barro Branco segundo Furo de Sonda E.488.SC (Carbonífera Metropolitana S/A).

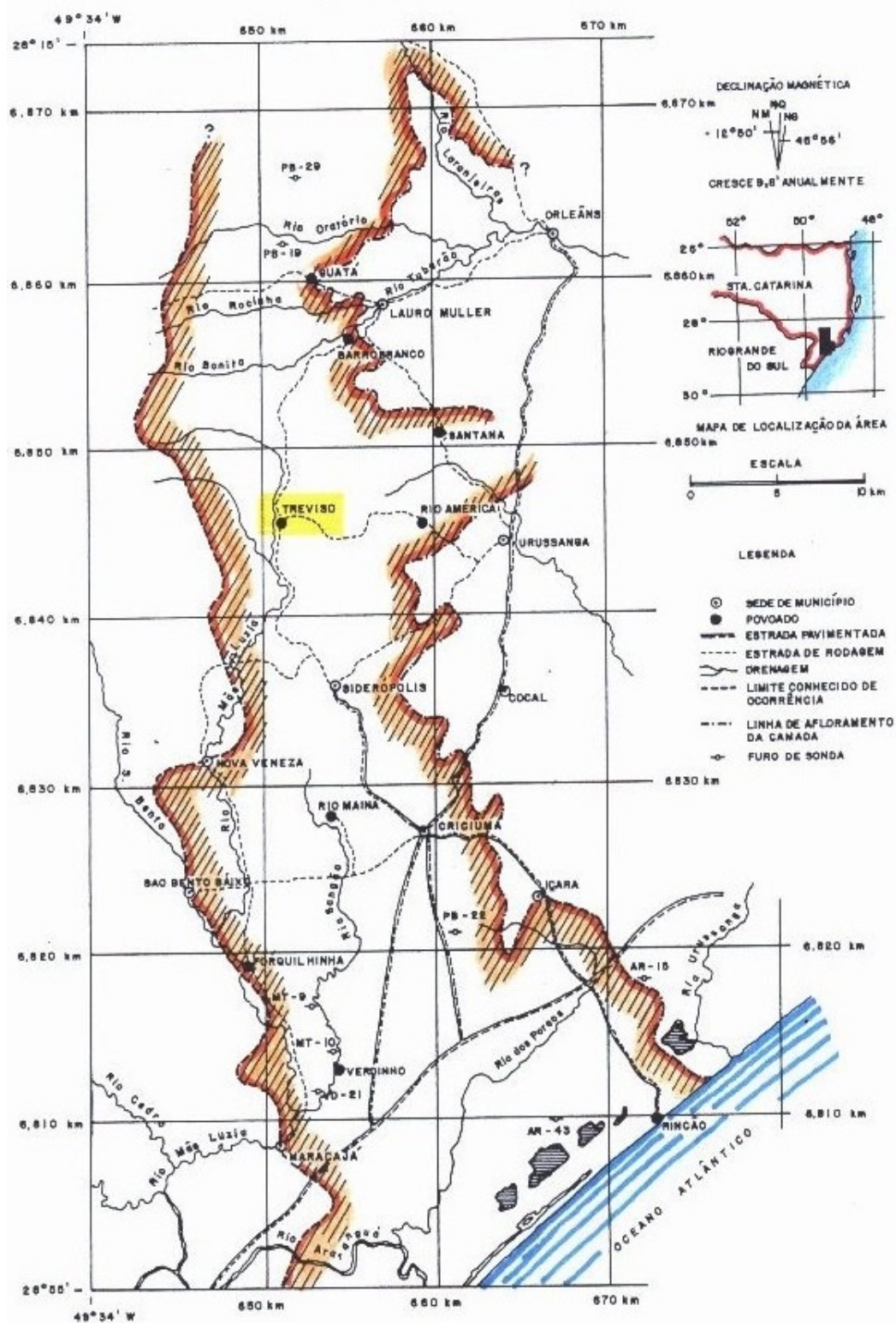


Figura 2.5 – Áreas de ocorrência da Camada de Carvão Barro Branco no Sul de Santa Catarina (modificado de DNPM, 1987).

2.4 MINA ESPERANÇA

A Carbonífera Metropolitana S/A possui duas minas em Santa Catarina:

- a) Mina Esperança com lavra de carvão na camada Barro Branco e
- b) Mina Fontanella com lavra de carvão na camada Bonito.

Na primeira foram realizados os testes de campo que originaram a presente dissertação. A figura 2.6 mostra a área minerada na Mina Esperança e a área bloqueada para pesquisa com sondagem vertical (48 milhões de metros quadrados).

Até dezembro de 2003 estarão realizadas 102.000 m de sondagem vertical e 18.000 m de sondagem horizontal no nível da camada de carvão. Serão lavrados até esta data 12 milhões de metros quadrados que, somados às áreas deixadas como pilar e perdas geológicas, totalizam 25 milhões de metros quadrados afetados pela lavra.

Trata-se de mina com lavra totalmente mecanizada e o seu nível de produção alcançou 2,5 milhões de t ROM por ano e hoje, por condições de mercado, produz 1,3 milhões de t ROM por ano.

Para se ter uma visão do tamanho dessa mina, os seguintes parâmetros merecem ser destacados:

Nível de produção:	110.000 t ROM/mês	=	1.320.000 t ROM/ano.
Área de galerias:	24.000 m ² /mês	=	288.000 m ² /ano.
Área de pilares:	23.000 m ² /mês	=	276.000 m ² /ano.
Área minerada:	47.000 m ² /mês	=	564.000 m ² /ano.

O sistema de mineração utilizado na mina Esperança é o denominado “Câmaras e Pilares” na sua variante por blocos (pilares quadrados), conforme se apresenta na Figura 2.7. Na figura 2.8 estão estampadas as fotos que registram as operações unitárias indicadas por números na figura 2.7. Ainda que 8 e 9 não sejam

operações unitárias, elas representam o centro de força com 750 kVA, 6.600/440 V e a correia transportadora.

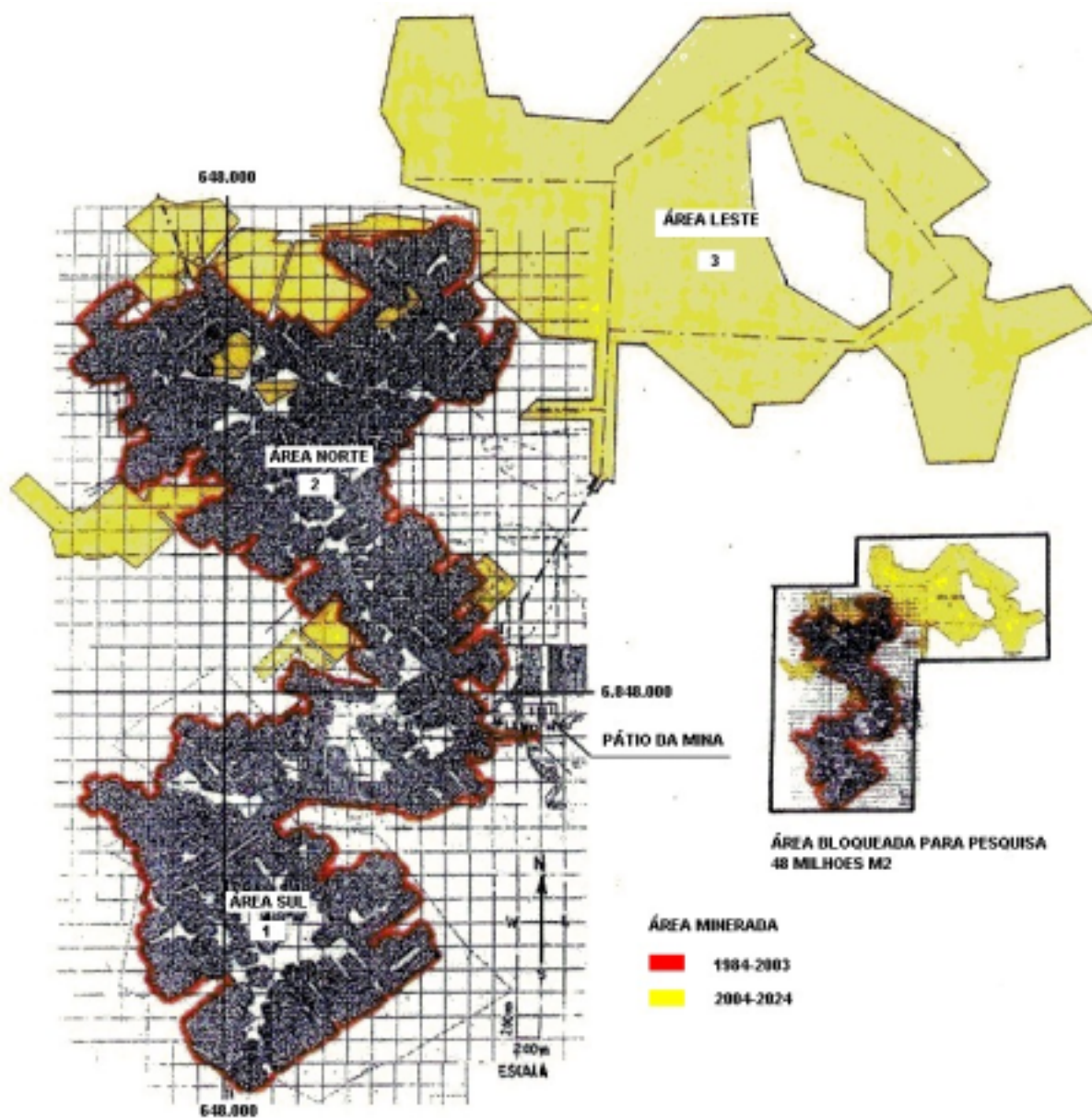


Figura 2.6 – Mina Esperança (Carbonífera Metropolitana S/A).

O painel de lavra onde foram realizados os três furos de sondagem horizontais que embasaram a dissertação de mestrado é mostrada na figura 2.9.

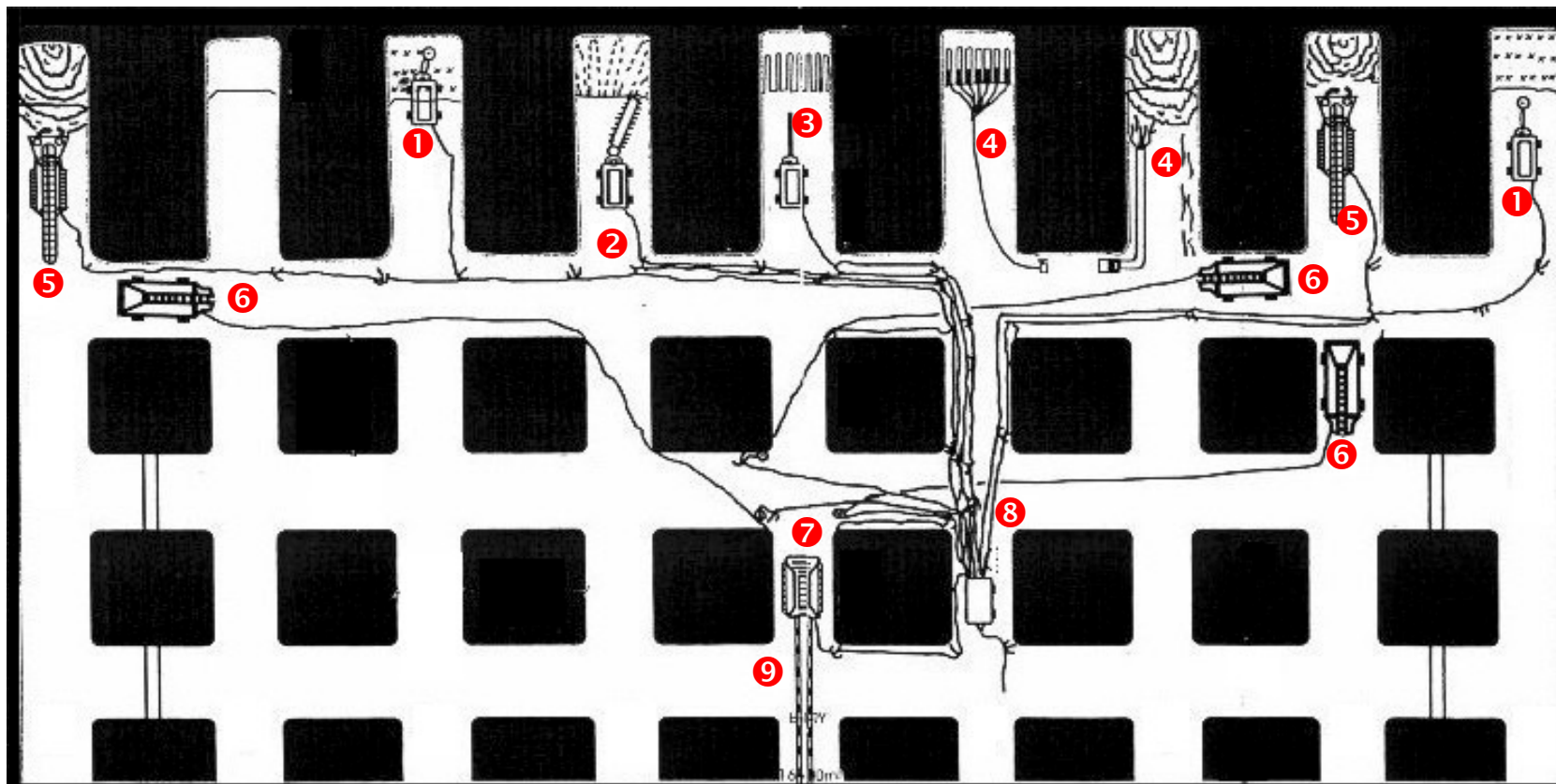


Figura 2.7 – Método de Mineração Mina Esperança (Empresas Guglielmi. Perfil empresarial, 20--?).



Operação 1: Perfuratriz de teto.



Operação 2: Cortadeira de Carvão.



Operação 3: Perfuratriz de Frente.



Operação 4: Desmonte com emprego de explosivo.



Operação 5: Carro Carregador.



Operação 6: Carro Transportador.



Operação 7: Alimentador.

Figura 2.8 – Operações Unitárias do Sistema Mineração Mina Esperança (Empresas Guglielmi. Perfil empresarial, 20--?).

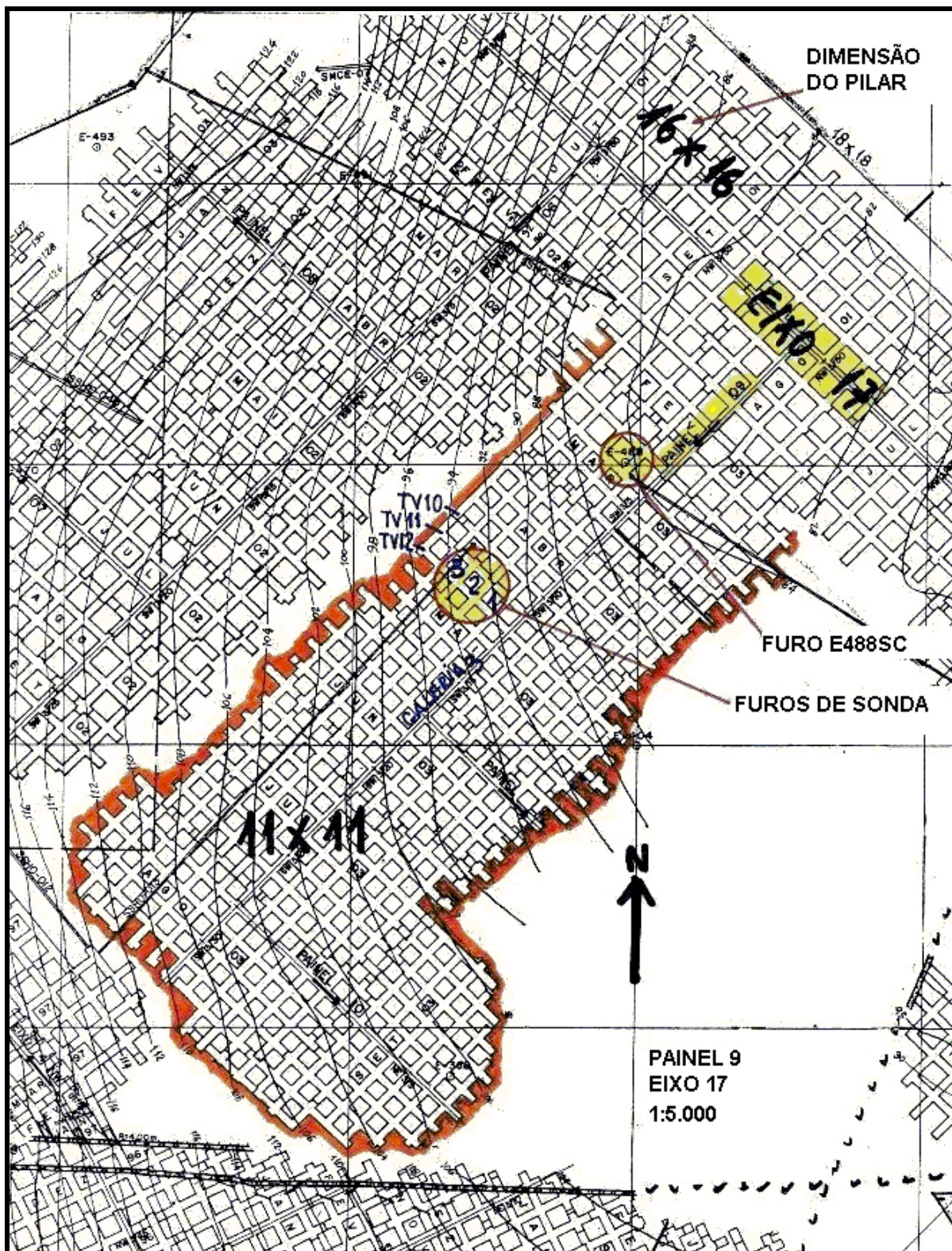


Figura 2.9 – PAINEL de Lavra N.º. 9 (Carbonífera Metropolitana S/A).

CAPÍTULO N.º 3

DANOS PRODUZIDOS PELO DESMONTE COM EXPLOSIVOS

A prioridade desse capítulo é apresentar de uma maneira geral os conceitos básicos teóricos envolvidos no tema: danos produzidos pelo desmonte com emprego de explosivos, e mostrar por meio de pesquisa bibliográfica alguns casos relacionados com medição e controle de danos. Referências bibliográficas relacionadas às técnicas de medição de danos serão apresentadas no capítulo (4).

No início do século 17, a técnica de desmonte de rocha consistia, além da quebra com instrumentos pesados como martelo e marretas, no aquecimento e resfriamento do material rochoso. Várias fogueiras eram dispostas em torno do maciço de modo que, assim que a temperatura estivesse bem alta, água fria era derramada sobre a rocha. O repentino resfriamento causava pequenas rachaduras que auxiliavam no dispendioso trabalho de quebra do material (Gustafsson, 1981, apud Munaretti, 2002). Mais tarde a quebra do material foi facilitada significativamente pelo emprego de explosivos.

A detonação do explosivo cria uma onda de choque e enorme volume de produtos gasosos que atuam nas rochas onde ele está alojado, podendo causar fragmentação intensa do material. Os ingredientes de um explosivo, combinação de combustível e oxidantes, são convertidos durante a detonação em gases com altíssima temperatura e pressão: na frente onde acontece a detonação as pressões são da ordem de $150 \cdot 10^3$ a $3980 \cdot 10^3$ psi (1029,41 – 27450,98 MPa), e a temperatura situa-se na faixa de 3000 °F a 7000 °F (1650 °C a 3870 °C) (Morhard, 1954).

A detonação de um explosivo é uma reação química que se realiza quase instantaneamente. Como exemplo podemos citar a detonação de uma coluna de explosivo MAG.GEL 100 de 2 pol de diâmetro que explode a uma velocidade de 5000 m/s com uma pressão de detonação de 73,8 kbar (7235.29 MPa), acarretando uma pressão nas paredes do furo da ordem de 19,4 kbar (1901.96 MPa).

Devido a essa capacidade de fragmentar rochas, o desmonte com explosivo tem se convertido numa atividade básica dentro do ciclo das operações mineiras a céu aberto e subterrâneas e da construção civil. O desafio que existe é aproveitar essa poderosa energia para fraturar a rocha sem provocar uma perturbação muito grande no maciço rochoso com as vibrações produzidas pela detonação.

Ao tratar-se de danos convém definir primeiramente o que é o dano, sendo necessário se fazer uma distinção entre os dois tipos de danos que podem ocorrer no maciço rochoso:

- i) próprios do maciço: devido a processos naturais de dano que ocorrem durante a evolução geológica do maciço;
- ii) induzidos no maciço: devido a danos provocados pelas operações de mineração; desmonte com explosivos, escavação mecânica e redistribuição de tensões depois da escavação.

Nessa dissertação será adotada a definição de dano no maciço rochoso feita por Scoble et al. (1997) quando definem: dano é uma redução da integridade e da qualidade do maciço rochoso.

Quando se tratar de dano provocado pelo desmonte com explosivo o efeito é uma redução significativa da qualidade da rocha (diminuição da resistência) além do perímetro do desmonte projetado pela lavra (*overbreak*).

Em minas de carvão algumas vantagens podem ser obtidas quando se reduz o dano por explosivo: redução no serviço de escoramento do teto da galeria, obtenção de faces de pilares mais estáveis e diminuição do caimento de rochas do teto sobre os mineiros e os equipamentos. Mas se não houver controle do *overbreak* aparecerão problemas de segurança no trabalho e custos adicionais devido ao reforço de escoramento, manutenção e retoque adicional das faces do pilar e do teto, além da perda de eficiência das operações de lavra ocasionado pelo atraso do ciclos de produção.

3.1 TEORIA DO DESMONTE POR EXPLOSIVO

Em termos amplos, a fragmentação de rocha por explosivo envolve a ação de um explosivo e a resposta do maciço rochoso frente aos parâmetros de energia, tempo e massa (Morhard, 1954).

Essa energia atua na rocha onde ela está alojada de duas formas diferentes:

- i) por pressão de detonação (PD) e
- ii) por pressão nas paredes do furo (P_f).

A pressão de detonação (PD) é desenvolvida na coluna de explosivo exatamente na zona da reação química, a qual fica atrás da frente de detonação no denominado plano *Chapman – Jouguet*, como se representa na figura 3.1. A PD é uma característica individual de cada explosivo e é um indicador expressivo da sua capacidade de fragmentação de um maciço. A PD transforma-se numa onda de choque que percorre a rocha e vai fragmentando-a; essa ação compressiva é a responsável pelo fissuramento das paredes do furo e depende exclusivamente da reação química de detonação da coluna de explosivo (Morhard, 1954).

Na fórmula para calcular a PD entram somente os parâmetros característicos do explosivo: velocidade de detonação (VDO) e o seu peso específico (γ), conforme a equação (3.1) (Morhard, 1954):

$$PD = 2,325 \cdot 10^{-7} \cdot VDO^2 \cdot \gamma, \text{ (kbar)} \quad (3.1)$$

onde as unidades são: (VDO) em pés/s e (γ) em g/cm³.

A pressão nas paredes do furo (P_f) vai ocorrer com atraso em relação à onda de choque e resulta da produção de gases na reação química do explosivo. A P_f pode originar, também, algum fraturamento da rocha mas, primordialmente, é

responsável pelo deslocamento do material já fragmentado pela PD (os gases sob pressão entram nas fraturas, alargam-nas e lançam o material para a face livre) (Morhard, 1954).

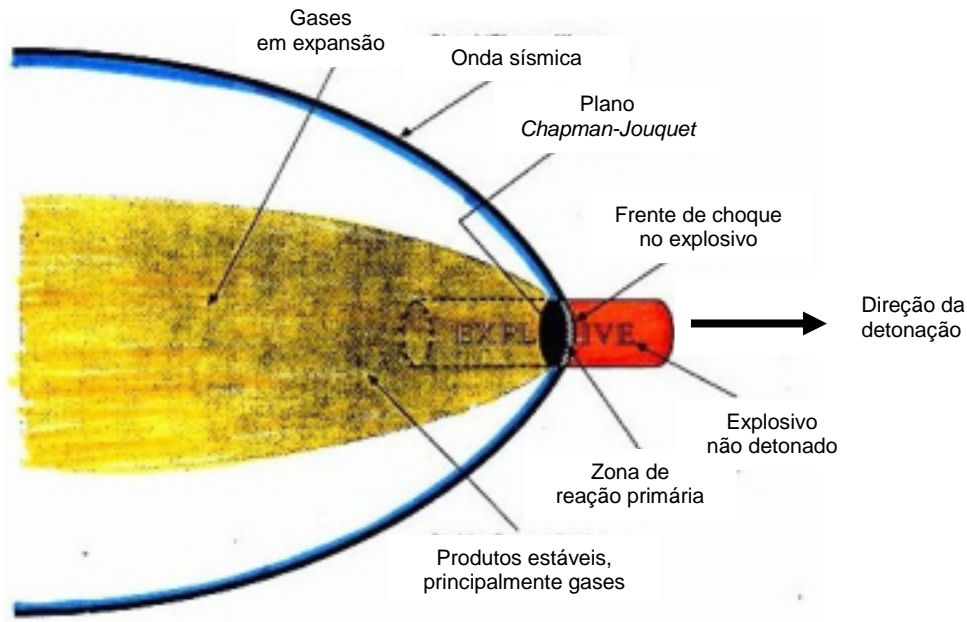


Figura 3.1 – Ilustração de uma Detonação (modificado de Morhard, 1954).

Uma maneira real e razoável de calcular a P_f é com a seguinte fórmula experimental (Morhard, 1954):

$$P_f = 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma \cdot VDO^2 \cdot \left(\sqrt{e_f} \cdot \frac{d_e}{d_f} \right)^{2,6}, \text{ (psi)} \quad (3.2)$$

onde,

e_f = percentual de explosivo no comprimento do furo, (em decimal).

d_e = diâmetro do cartucho de explosivo, (pol).

d_f = diâmetro do furo, (pol).

Como se mostra na figura 3.2, existem quatro eventos (*time frame*) distintos em uma detonação:

- i) detonação: a onda de choque que fratura a rocha atua no ponto detonado;
- ii) propagação da onda de choque: o raio de fraturamento da rocha amplia-se;
- iii) expansão do gás de detonação: a onda de gás expandido e a alta temperatura se propagam nas fraturas pré-existentes;
- iv) movimento do maciço: o gás expande-se e movimenta o material fraturado.

A detonação ocorre a uma velocidade supersônica e durante a detonação a pressão desenvolvida pelos gases de alta temperatura vai gerar um campo de tensão ao redor do furo que pode alargar o furo, aumentar as fissuras radiais e ejetar-se por qualquer discontinuidade ou abertura, como acontece na falta de tamponamento. Não é claro o caminho percorrido pelos gases de detonação mas é indiscutível que os gases sempre escapam pela via de menor resistência. Se entre o alojamento do explosivo e a face livre existir uma descontinuidade grande no maciço (vazio), os gases de alta pressão e temperatura imediatamente escapam na atmosfera reduzindo dramaticamente a pressão de confinamento total (Morhard, 1954).

Segundo Morhard (1954), além da teoria de detonação que foi exposta anteriormente em quatro eventos, existem outras teorias, entre elas:

- i) Teoria da Reflexão (ondas de tensão refletidas);
- ii) Teoria da Expansão de Gás;
- iii) Ruptura por Flexão;
- iv) Teoria combinada de Ondas de Tensão e Expansão de Gás;
- v) Teorias combinadas de Ondas de Tensão, Expansão de Gás e de Fendas (ou Fraturas) provocadas pelas Ondas de Tensão;
- vi) Teoria do Núcleo ou Teoria do Fraturamento por Ondas de Tensão;
- vii) Teoria do Torque;
- viii) Teoria da Cratera;
- ix) Mecanismos de formação de Crateras.

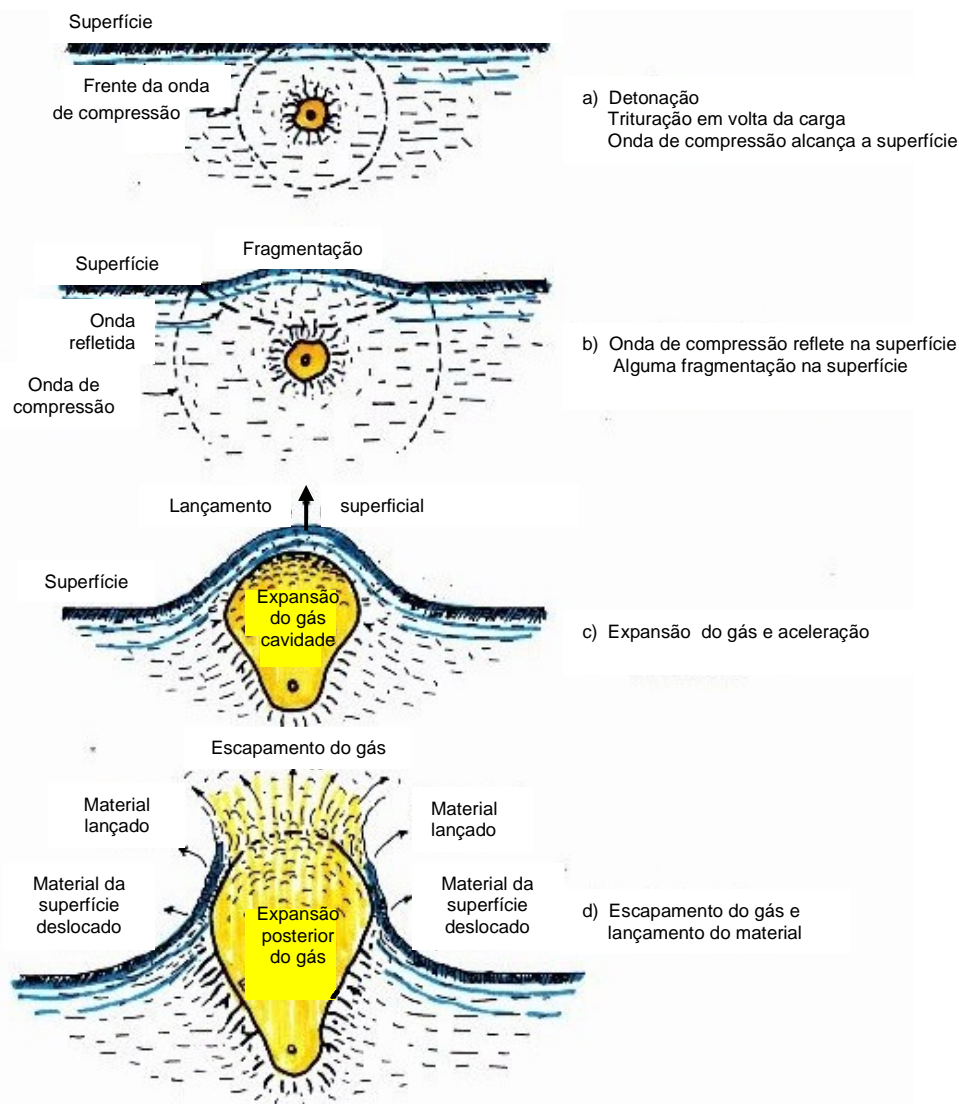


Figura 3.2 – Eventos e Mecanismos de Cratera (modificado de Morhard, 1954).

3.2 ESTUDO DE CASOS

A seguir serão apresentados alguns dos trabalhos e experiências que tem sido realizados na área de medição de danos produzidos pelo uso de explosivos. Esses trabalhos que refletem o interesse por parte da comunidade científica em estudar, medir e controlar os danos tem sido publicados em revistas científicas e em congressos internacionais.

Tsoutrelis et al. (1995) aplicam uma metodologia para medição de dano em pilares de uma Mina de bauxita, utilizando tomografias por imagens sísmicas (*Seismic tomographic imaging*).

As medições de campo foram realizadas usando um sismógrafo digital de 12 canais, onde os sinais sísmicos foram gerados no mesmo nível em três lados de cada pilar quadrado pela percussão a cada 30 – 40 cm numa chapa de alumínio que estava em contato com a rocha. Os sinais foram registrados no mesmo nível no quarto lado do pilar onde estavam cimentados doze geofones. Os dados registrados foram trabalhados com a última geração de software denominado “MIGRATOM” desenvolvido pelo *USA - Bureau of Mines*.

O dano foi medido em três pilares (B6, B7 e B8) e a base teórica da medição fundamentou-se na teoria de propagação de onda a qual estabelece que quando uma onda atravessa uma fratura, ocorrerá uma redução na sua velocidade. O trabalho concluiu que existem três zonas distintas de dano, no que se refere ao grau de fraturamento (quadro 3.1): zona A, zona B e zona C. A tabela 3.1 resume as determinações de danos obtidas naquele trabalho.

Os resultados muito diferentes na porcentagens de área afetada pelo desmonte (zona externa) é devido ao sistema de lavra utilizado nessa mina: os pilares foram formados na lavra e posteriormente foram retrabalhados (detonados no retorno da lavra).

Quadro 3.1 – Zonas de Danos nos Pilares do Caso de Tsoutrelis et al. (1995)

Zona de dano	Velocidade de onda P	Descrição do dano
Zona A: Externa (perímetro do pilar)	$c < 750$ m/s	Dano grave: crescimento e interligação de fraturamentos pré-existentes e novos.
Zona B: Intermediária	750 m/s $< c < 1000$ m/s	Dano reduzido: somente crescimento de fraturas pré-existentes.
Zona C: Central (núcleo do pilar)	$c > 1000$ m/s	Não afetada pelo desmonte.

Scoble et al. (1997) tratam sobre o reconhecimento e medição de danos num maciço rochoso. Na opinião dos autores, embora o desmonte com explosivo seja o método mais barato de fragmentação de uma rocha, o significado e o custo do dano provocado na rocha em termos de eficiência de mineração e de segurança das operações está sendo crescentemente reconhecido. É considerado como dano

numa rocha a redução da sua integridade e qualidade e, particularmente nessa dissertação, chamaremos de dano qualquer deterioração na resistência da rocha devido à presença de fraturas novas que foram produzidas pela ação do explosivo.

Tabela 3.1 – Extensão das Zonas Externa, Intermediária e Central nos Pilares do caso de Tsoutrelis et al. (1995)

Número do pilar	Área do pilar	Zona externa			Zona intermediária		Zona central	
	A ⁽¹⁾ (m ²)	Largura (m)	A _e ⁽²⁾ (m ²)	%	A _i ⁽³⁾ (m ²)	%	A _c ⁽⁴⁾ (m ²)	%
B6	25,3	0,4	2,2	8,6	3,3	13,0	19,8	78,4
B7	26,4	0,8	4,0	15,2	4,6	17,4	17,8	67,4
B8	23,2	1,0	6,7	28,9	4,2	18,0	12,3	53,1

(1) Área total = $A_e + A_i + A_c$.

(2) Área externa.

(3) Área intermediária.

(4) Área central.

Os danos em pilares de mina subterrânea incluem o tipo de dano por explosivo e pelo reequilíbrio das tensões do maciço. Scoble et al. (1997) listam as seguintes técnicas para avaliação de dano:

- i) descrição do maciço antes da detonação: serviria como referência comparativa para a descrição do maciço posterior ao desmonte;
- ii) inspeção visual e mapeamento depois da detonação: nesta etapa seriam mapeados os *backbreak* (redução significativa da qualidade da rocha no fundo da rafa), as descontinuidades da rocha que foram aumentadas e fraturas novas. Um furo de sonda é muito útil ao permitir conhecer-se o interior do pilar e fornecer testemunhos que geram corpos de prova para ensaios de laboratório;
- iii) métodos tradicionais de observação: os autores falam do *HCF* (*Half Cast Factor*) que é um parâmetro popular de medição de dano representado pelo fraturamento que resta nos furos de alívio no perímetro do desmonte. Como método tradicional se pode incluir o *RQD* (*Rock Quality Designation*) e o exame do *overbreak*;
- iv) métodos de classificação de maciços: os autores citam neste título o sistema de escores de danos produzidos por detonação (*blast damage rating system*) criado por Colchester-Steele et al. (1991) como um

sistema específico para avaliação de dano provocado por explosivos. Baseia-se em medições de campo de *scaling* (retoque de placas de rochas soltas), *HCF* e *overbreak*, somando-os para formar um índice de zero a nove. Essa abordagem de problema do dano foi estendido para galerias no subsolo (Paventi, 1995, citado por Scoble et al. 1997) adotando-se uma medida do dano da rocha antes da detonação: índice de dano inerente (D_1) baseado na avaliação da resistência da rocha e das estruturas meso e macro do corpo. Um índice de dano induzido pelo desmonte (D_m) foi criado para quantificar o dano posterior da detonação no maciço rochoso. O D_m é formado pelo produto de cinco parâmetros:

- redução da resistência da rocha;
- *HCF* ;
- condições da galeria avaliada por percussão nas paredes (*sounding drift conditions*);
- tempo de retoque (*scaling*) e
- alinhamento das feições estruturais da rocha com a direção da galeria.

Esses parâmetros recebem um tratamento estatístico e são confrontados com situações conhecidas de danos: deduziram uma relação exponencial do tipo $[D_m = \exp(D_1)]$ entre os dois índices.

- v) métodos geofísicos: novos métodos podem vir a ser aplicados no futuro na medição de dano nos maciços rochosos, entre eles estão destacados a tomografia sísmica, *GPR* (*Ground Penetrating Radar*) e o sensor de rochas soltas ainda sem aplicação generalizada devido aos altos custos e exigências de mão de obra altamente qualificada.

Outro caso é apresentado por Zingano (2002) que utiliza para o dimensionamento de pilares um modelo geomecânico numérico fundamentado

numa nova tecnologia de mapeamento e caracterização geomecânica das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto de uma camada de carvão.

Neste caso, o maciço rochoso que foi classificado a partir do índice geomecânico *RMR* (*Rock Mass Rating*) não contempla o efeito do desmonte com explosivo no maciço. Laubscher (1977), citado por Zingano (2002) diz que pode ser feito um ajuste do *RMR* em função do desmonte reduzindo-o em 20%.

De acordo com Zingano (2002), o explosivo num sistema de desmonte a fogo no duro (sem corte) produz dano até 1,0 m de profundidade a partir das bordas dos pilares de carvão na Mina Barro Branco no Estado de Santa Catarina (Brasil), de modo que o índice *RMR* do maciço rochoso intacto com valor de 38 foi reduzido para 30 na borda do pilar, concluindo que os valores do *RMR* serão subsídios para a estimativa da resistência do maciço, juntamente com os resultados dos ensaios de laboratório. Além disso, os modelos numéricos mostraram a importância da zona danificada (1,0 m) para estabilizar o pilar, devendo a mesma ser estabilizada pelo uso de reforço.

No caso da Mina Esperança, é feita uma operação de reforço de pilares com parafusos com o objetivo de estabilizar a borda do pilar danificada pelo explosivo (figura 3.3).

Os problemas ocasionados pelo desmonte com explosivos foram controlados a partir dos anos 50 quando, devido aos trabalhos realizados por Hagthorpe, Dahlborg, Kihlström, Lundborg e Langefors conjuntamente com a experiência de Holmes nos Estados Unidos, foram introduzidos novos métodos de desmonte controlado (Langefors e Kihlström, 1976).

Os métodos de desmonte chamados de contorno controlado tem o objetivo de distribuir a energia do explosivo que é transmitida ao maciço, fazendo com que a tensão, fraturamento e *overbreak* sejam reduzidos.



Figura 3.3 – Pilar com Reforço da Mina Esperança.

CAPITULO N°. 4

TÉCNICAS UTILIZADAS PARA MEDIR DANO NOS PILARES DA MINA ESPERANÇA

Nesse capítulo apresentam-se as técnicas que serão empregadas para estudar os danos produzidos pelo desmonte com explosivos nos pilares de carvão da Mina Esperança, além de introduzir os conceitos que fundamentam cada técnica, considerados importantes para o entendimento e realização do estudo.

As informações contidas em diversos artigos, estudos e experiências científicas sobre danos gerados pelo desmonte com explosivo contribuíram grandemente na escolha de técnicas que mais se aplicassem ao estudo de danos nos pilares da Mina Esperança e, dentre elas, utilizou-se aquelas que estavam disponíveis nos laboratórios e no campo (Mina):

- i) sondagem horizontal no pilar;
- ii) *RQD - Rock Quality Designation*;
- iii) ensaios de laboratório:
 - carga pontual;
 - tração (brasileiro);
 - compressão uniaxial;
 - velocidade ultra-sônica;
- iv) vibração do desmonte medidas com sismógrafo.

Não foi possível fazer a inspeção das paredes dos furos de sonda realizados nos pilares porque o aparelho denominado “*video-scope*” não estava disponível. Esse exame das paredes é considerado de grande importância para o estudo de danos aos pilares.

A importância que os resultados de cada técnica têm para o estudo dependem em grande parte de como esses foram obtidos. Portanto, nesse capítulo,

também, serão citadas as recomendações e normas que os ensaios devem observar.

4.1 SONDAGEM HORIZONTAL

Segundo Brady e Brown (1993) a finalidade da perfuração geotécnica é obter uma amostra de rocha contínua, corretamente orientada e o menos fragmentada possível. A recuperação de testemunhos de sondagem deve ser alta e o 100% de recuperação deve ser perseguido. Segundo Brady e Brown (1993), alguns fatores podem influenciar na qualidade dos testemunhos recuperados: sonda, barrilete, a técnica de sondagem, orientação e descrição do testemunho.

Uma sonda com alimentação hidráulica é essencial para garantir uma boa recuperação do testemunho de rocha. O controle automático da pressão de avanço permite o ajuste entre a penetração da ferramenta e as propriedades da rocha que está sendo perfurada e, particularmente, permite sondar rapidamente através de rochas alteradas e zonas de falhas, antes que sejam erodidas pela água de furação.

O testemunho pode ser danificado pela rotação do barrilete e pela circulação de água de furação às quais ele está completamente exposto quando se trata de barrilete de tubo simples. Amostras de testemunho de rochas inteiras, ou não fragmentadas só podem ser obtidas quando o testemunho entra num tubo interno do barrilete duplo. A camisa interna do barrilete é isolada da rotação da camisa externa e o testemunho não é lavado pela água de furação, com exceção da zona da coroa de diamante. O diâmetro usual do testemunho para sondagem com fins geotécnicos é de 54 milímetros.

Durante a sondagem os sondadores devem trabalhar com muitos cuidados principalmente quando se está perfurando rochas fracas, quando se transferem os testemunhos do barrilete para as caixas e quando essas são transportadas e guardadas.

A orientação do testemunho é importante para que se conheça posteriormente a orientação verdadeira das discontinuidades interceptadas no furo. A orientação do testemunho significa a inclinação do furo e a orientação do testemunho no círculo de 360° da parede do furo.

A informação geotécnica (ou estrutural) deve constar no boletim da sondagem: tamanho, inclinação e orientação do furo, descrição do tipo de rocha, índice de resistência, dados de todas as discontinuidades que ocorrem no testemunho: distância na qual a discontinuidade é interceptada, sua natureza (tipo de descontinuidade), sua orientação, sua textura e a presença e tipo dos materiais de preenchimento.

Quando se perfura rochas fracas, cujas propriedades mecânicas estão afetadas pela presença de falhas, juntas, etc., a qualidade da recuperação será afetada. Cuidado deverá ser tomado na hora de calcular o *RQD* para distinguir entre as fraturas naturais e as artificiais. Fraturas naturais são descontinuidades próprias do maciço rochoso, enquanto as fraturas artificiais são geradas pelo desmonte com explosivos e àquelas que resultam de manobras do barrilete durante a sondagem.

Para definir com mais rigor o termo descontinuidade, usaremos a definição usada por Barton (1978) a qual será mantida ao longo dessa dissertação: descontinuidade é um termo geral usado para denominar qualquer fratura mecânica, com resistência à tração baixa ou nula, de um maciço rochoso; usado de maneira coletiva para designar muitos tipos de juntas, planos de estratificação, planos de xistosidade, zonas de cisalhamento e falhas.

4.2 *RQD - ROCK QUALITY DESIGNATION*

Segundo Bieniawski (1984), o índice de qualidade de uma rocha chamado *RQD*, proposto por Deere em 1964, tem uma aplicação mais frequente na classificação de maciços rochosos, mas também, esse índice é utilizado em outros

ramos da engenharia como é o caso dessa dissertação onde o *RQD* será usado para medir os danos produzidos pelo desmonte com explosivo nos pilares de carvão.

O índice de qualidade baseado na recuperação modificada de testemunhos de sondagem é conhecido como *RQD* -iniciais do inglês *Rock Quality Designation*- e define-se como a porcentagem de testemunhos com diâmetro de 54 mm recuperados em pedaços maiores que 10 cm no comprimento total furado.

$$RQD = \left(\frac{\text{Testemunho} > 10 \text{ cm}}{\text{comprimento furado}} \right) * 100 \quad (4.1)$$

Já que o índice de qualidade da rocha deve ser calculado a partir de pedaços maiores do que 10 cm, é importante que a perfuração seja bem sucedida, como se comenta no item 4.1 -sondagem horizontal.

O *RQD* pode ser calculado, também, para trechos selecionados de uma coluna de sondagem. Usualmente calcula-se o *RQD* de um estrato de rocha inteiro ou de partes dele que se apresentam distintamente fraturados e essa será a determinação de *RQD* usada nessa dissertação.

A seguinte classificação (tabela 4.1) proposta por Deere em 1964 (apud Bieniawski, 1984) relaciona o valor numérico de *RQD* e a qualidade da rocha:

Tabela 4.1 – Classificação do *RQD* segundo Deere (1964)

<i>RQD</i> (%)	Qualidade da Rocha
< 25	Muito ruim
25 – 50	Ruim
50 – 75	Regular
75 – 90	Boa
90 – 100	Muito boa

FONTE: Bieniawski (1984)

Além do *RQD*, outras informações podem ser obtidas a partir dos testemunhos de sondagens, tais como: recuperação total de testemunho e frequência de descontinuidades.

A recuperação total de testemunho é definida como a somatória do comprimento de todos os pedaços de testemunhos recuperados expressos como a porcentagem do comprimento total furado. A frequência é definida como o número de descontinuidades naturais que interceptam uma unidade de comprimento do testemunho recuperado, isto é, a contagem é feita para cada metro de testemunho.

Para determinar o *RQD*, a ISRM recomenda usar testemunhos de diâmetro mínimo NX (54 mm), recuperados com coroa de diamante e barrilete duplo (Bieniawski, 1984).

4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

Para aplicações na engenharia são vários os métodos de ensaios que podem ser empregados para medir a resistência da rocha, na dependência de qual seja o propósito que se quer alcançar. Nessa dissertação serão usados os resultados dos seguintes ensaios de resistência realizados em laboratório:

- i) ensaio de carga pontual;
- ii) ensaio de tração (brasileiro);
- iii) ensaio de compressão uniaxial.

4.3.1 Carga Pontual

De um ponto de vista histórico, Brook (1993) trata do ensaio de carga pontual fazendo referência aos trabalhos de Reichmunth em 1968 e Broch e Franklin em 1972.

De acordo com Brook (1993), a principal contribuição sobre o ensaio de carga pontual é atribuída a Reichmunth quando investigou o efeito de forma e tamanho de amostras nos resultados de ensaios. A forma da amostra pode ser introduzida no cálculo pelo uso de um fator de forma baseado nas dimensões da amostra. O índice de resistência é calculado como a carga que provoca a ruptura da rocha dividida pelo quadrado da distância que existe entre as ponteiros de carga do equipamento, multiplicada pelo fator de forma. Ainda assim, verificou-se que para os mesmos tamanhos de amostras obtinham-se resultados discrepantes e esse fato foi interpretado como uma outra propriedade do material que não tinha sido considerada, denominada fator de fragilidade relativa (*relative brittleness*), a qual foi incorporada como outro parâmetro no cálculo da resistência.

Brook (1993) cita que mais tarde Broch e Franklin apresentaram um estudo sobre ensaios e simplificaram a fórmula de Reichmunth, eliminando os fatores de forma e fragilidade. Ainda assim, essa correção mostrou que, no mínimo, o efeito de tamanho existia claramente. Os ensaios foram então indicados para qualquer tamanho de corpo de prova usando-se uma planilha de correção que os relaciona com um testemunho padrão de 50 mm de diâmetro. Trata-se do índice $I_{s(50)}$.

Hoje, no ensaio de carga pontual uma amostra de rocha irregular ou um corpo de prova cilíndrico é colocado entre duas pontas de aço e aplica-se uma força produzindo a ruptura. A figura 4.1 apresenta o esquema do equipamento de ensaio de carga pontual.

Corpos de prova (*CP*) obtidos de testemunhos de sondagem não são a única fonte de rocha para ensaios de resistência. Outra fonte poderia ser uma amostra coletada manualmente *in situ* sem preparação nenhuma. A figura 4.2 ilustra os tipos de amostras que podem ser ensaiados.

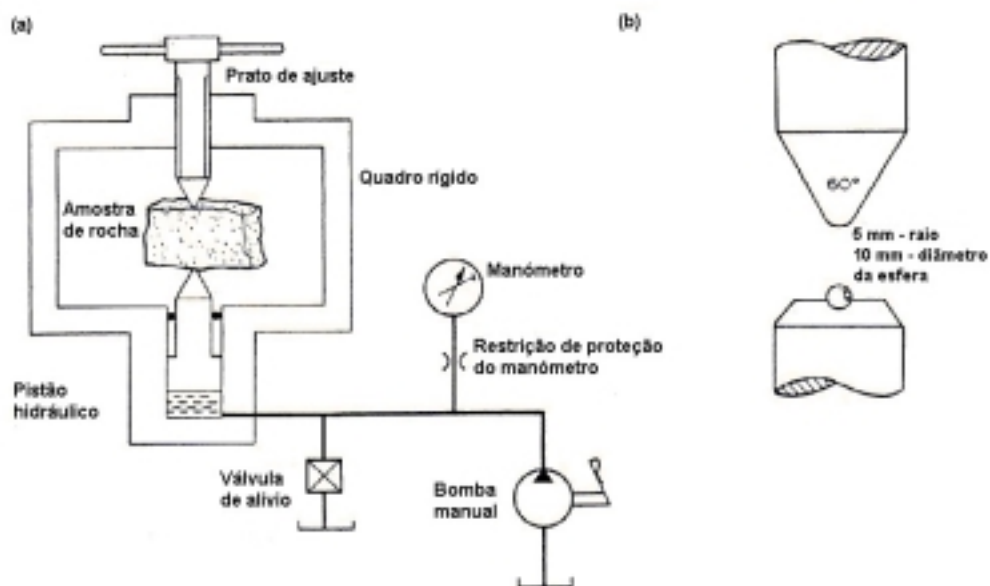


Figura 4.1 – Esquema do Equipamento de Ensaio de Carga Pontual. (a) Equipamento, (b) Ponteiras (Brook, 1993).

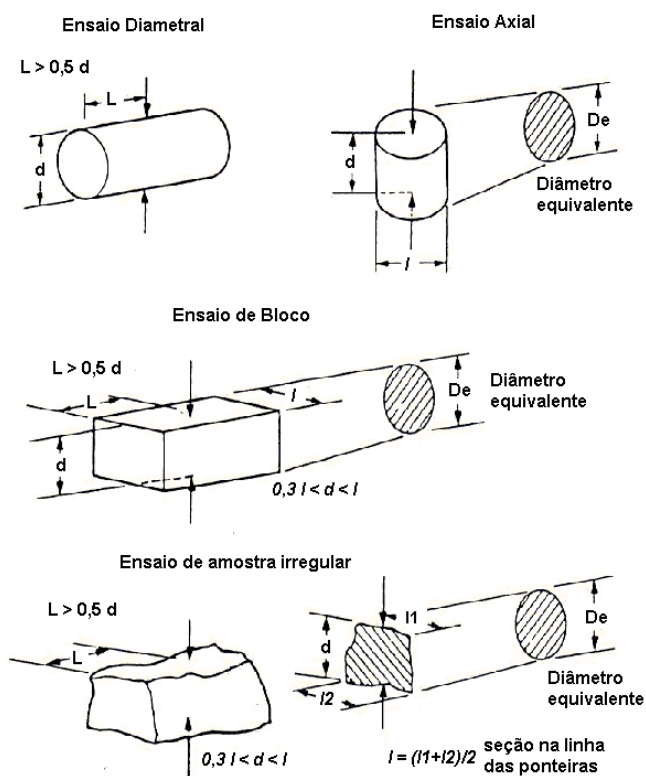


Figura 4.2 – Tipos de Amostras para o Ensaio de Carga Pontual (Brook, 1993).

O principal controle da força requerida para causar fratura, para um tipo particular de rocha, é a área transversal mínima da amostra que está sendo ensaiada e não a distância ao quadrado entre as duas ponteiros de aplicação de carga (Brook, 1993). Esse fato é claramente demonstrado pelos ensaios axiais e diametrais em *CP* da figura 4.3.

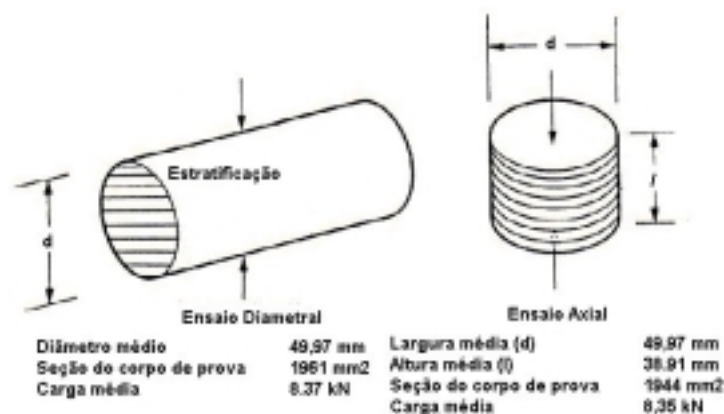


Figure 4.3 – Ensaios Diametral e Axial de Amostras com a mesma Seção Transversal (Brook, 1993).

Portanto, para que o ensaio seja válido, as fraturas produzidas no *CP* pela ação da força aplicada devem ocorrer conforme a figura 4.4.

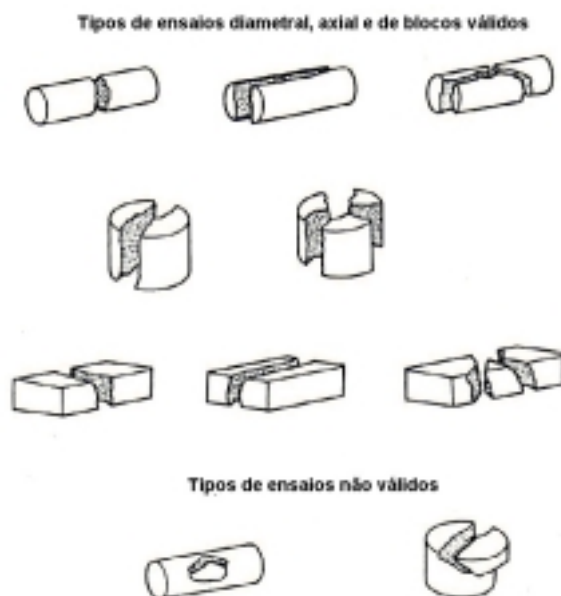


Figure 4.4 – Fraturas de Ensaio de Carga Pontual Válidas e Não Válidas (Brook, 1993).

A tensão de ruptura do ensaio de carga pontual é calculada pela equação (4.2) que relaciona a carga aplicada (P) e o quadrado do diâmetro (d) do CP :

$$I_s = \frac{P}{d^2} \quad (4.2)$$

Essa equação simples é válida somente para CP com diâmetro de 50 mm. Para outros diâmetros é utilizado um fator de correção (F) que dá origem ao índice de carga pontual corrigido $I_{s(50)}$ (Brook, 1993):

$$F = \left(\frac{d}{50}\right)^{0,45} \quad (4.3)$$

$$I_{s(50)} = F \left(\frac{P}{d^2}\right) \quad (4.4)$$

onde

d = diâmetro de CP diferente de 50 mm.

Conforme Brook (1993), para amostras irregulares é utilizado o conceito de área mínima (A), calculando-se um diâmetro equivalente (D_e) segundo a equação (4.6).

$$A = l \cdot d = \frac{\pi}{4} D_e^2 \quad (4.5)$$

$$D_e = \left(\frac{4}{\pi} \cdot l \cdot d\right) \quad (4.6)$$

onde,

l = comprimento do CP .

Nesses casos o índice de carga pontual é calculado com a equação (4.8):

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0,45} \quad (4.7)$$

$$I_{S(50)} = F \frac{P}{D_e^2} \quad (4.8)$$

Conforme aparece na figura 4.5, a constante k que relaciona o índice (I_s) e o valor da resistência à compressão (σ_c) uniaxial da rocha ($\sigma_c \cong 24 \cdot I_s$) é variável e para rochas duras toma o valor de 24. Brook (1993), no entanto, adota $k = 22$ e nessa dissertação adota-se esse valor para o cálculo da resistência à compressão (C_o). Na figura está indicado que o ensaio de carga pontual não é aplicável para diâmetros inferiores a 40 mm.

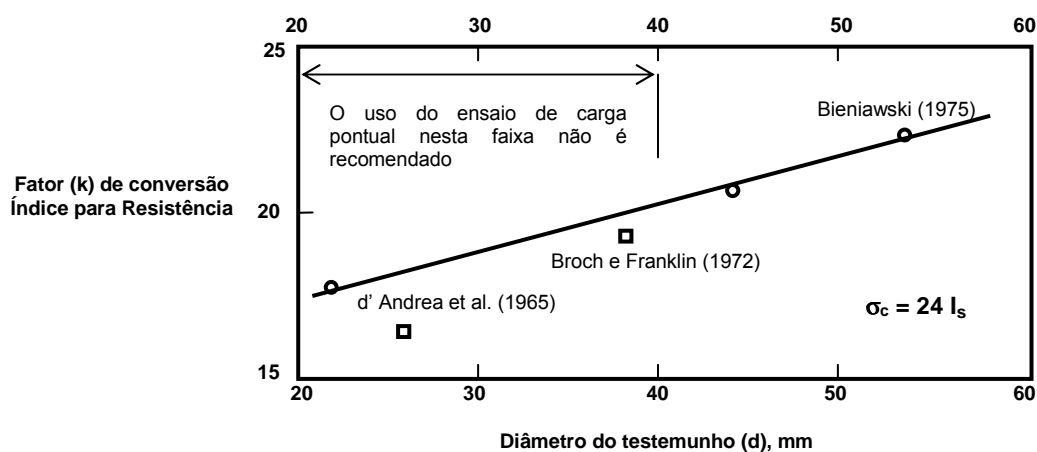


Figura 4.5 – Gráfico da Correção de Diâmetro para a Conversão Índice de Carga Pontual – Resistência (Bieniawski, 1984).

Conforme Forster (1983), um ensaio diametral com carga aplicada paralela à estratificação não poderia ser um estimador da resistência à compressão uniaxial, devendo sempre ser determinada por um ensaio axial-perpendicular à estratificação. Numa estratificação normal, as camadas são paralelas ao plano basal original de sedimentação (Schneider, 1957) e, por causa disso, uma sondagem vertical apresentaria no testemunho uma estratificação perpendicular ao eixo da sondagem, diferentemente de uma sondagem horizontal feita no nível do pilar onde a estratificação do testemunho se apresentaria paralela ao eixo da sondagem (figura 4.6).

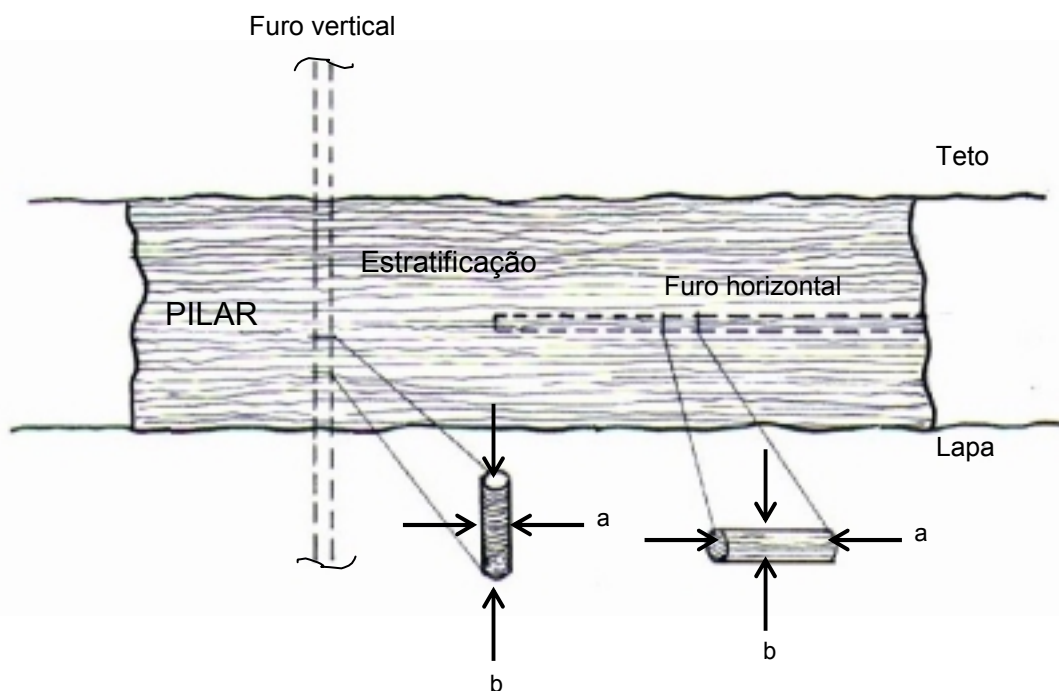


Figura 4.6 – Exemplo de Ensaios (a) Paralelos e (b) Perpendiculares à Estratificação.

Em rochas sedimentares as camadas podem ser formadas por materiais muito finos como argila, silte ou areia fina. Essas camadas podem ser separadas por planos de estratificação (lâminas) que constituem um plano de menor resistência ao longo do qual a rocha se deixa partir facilmente. Para diminuir ou impedir os efeitos secundários, o ensaio deve ser feito aplicando-se a carga sempre na direção ortogonal ao plano da estratificação.

4.3.2 Ensaio à Tração (Brasileiro)

Segundo Pells (1993), existe um grande debate na literatura quanto a validade do ensaio brasileiro como um meio de se obter a resistência à tração de rochas.

Teoricamente, um carregamento axial (*linear loading*) de um disco de material elástico gera uma tensão pura de tração na direção ortogonal do diâmetro. Contudo, imediatamente abaixo da linha de carregamento existem tensões de

compressão infinitas e, além disso, um perfeito alinhamento do carregamento não é obtido na prática. O disco tem que ser carregado sobre uma pequena porção da circunferência da amostra, o que significa que o estado puro de tensão de tração só vai ocorrer na parte central do diâmetro. A influência desse fato tem sido discutida com a intenção de se conhecer quanto é o desvio para maior do ensaio brasileiro em relação ao ensaio direto. Contudo, quem usa cotidianamente a mecânica de rocha considera essa discussão acadêmica e é largamente aceito que, exceptuando-se as rochas fracas, o ensaio brasileiro fornece uma medida aceitável da tensão de tração.

4.3.2.1 Conceitos

Quando um corpo de prova cilíndrico é comprimido diametralmente entre dois pratos, um superior e outro inferior (figura 4.7), uma tensão horizontal ocorre uniformemente ao longo da direção diametral do carregamento, conforme a equação (4.9).

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d \cdot l} \quad (4.9)$$

onde,

P = carga na ruptura.

d = diâmetro do *CP*.

l = comprimento do *CP*.

Peng (1978) descreve que à medida que a carga aplicada cresce, a tensão de tração horizontal vai crescendo proporcionalmente. Quando a tensão horizontal de tração exceder a resistência à tração da amostra ela vai separar-se em dois pedaços (*split*) ao longo da direção diametral de carregamento (figura 4.7). Como essa fratura de tração é causada pela aplicação de uma força de compressão, ela é considerada uma fratura indireta de tração. Como o plano de fratura num ensaio brasileiro é pre-determinado, a tensão medida é usualmente maior que aquela obtida num ensaio direto de tração: porque no ensaio direto a fratura da amostra vai iniciar e progredir num plano de fraqueza que geralmente não é um diâmetro. No entanto,

devido à simplicidade do ensaio e a facilidade de preparação da amostra, o ensaio brasileiro é largamente usado na determinação da resistência à tração das rochas.



Figure 4.7 – Fratura ao Longo da Direção Diametral de Carregamento (Laboratório de Mecânica de Rochas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2003).

O ensaio brasileiro é útil para todas as rochas cuja resistência à compressão uniaxial é maior que 5 MPa, e pode ser realizado em corpos de prova de 25 mm de diâmetro ou menor (Pells, 1993). Devido à correlação comprovada que existe entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tração da rocha, o ensaio brasileiro poderia substituir o ensaio de compressão uniaxial sem incorrer em grandes gastos e principalmente sem ter a necessidade de preparar corpos de prova com grande esmero.

4.3.2.2 Teoria

A equação (4.9) utilizada no ensaio indireto de tração tem sua origem na teoria de elasticidade apresentada em Timoshenko (1980) quando ali se estuda a aplicação de uma força concentrada em um ponto de um bordo reto.

Na figura 4.8 o ponto C está submetido a uma tensão radial (σ_r) de compressão cujo valor será diretamente proporcional ao valor da força (P), inversamente proporcional à distância (r) do ponto O de aplicação da força e tanto menor quanto maior for o seu afastamento da vertical em O , isto é, tanto menor quanto maior for o ângulo, ou seja, diretamente proporcional a $\cos \theta$.

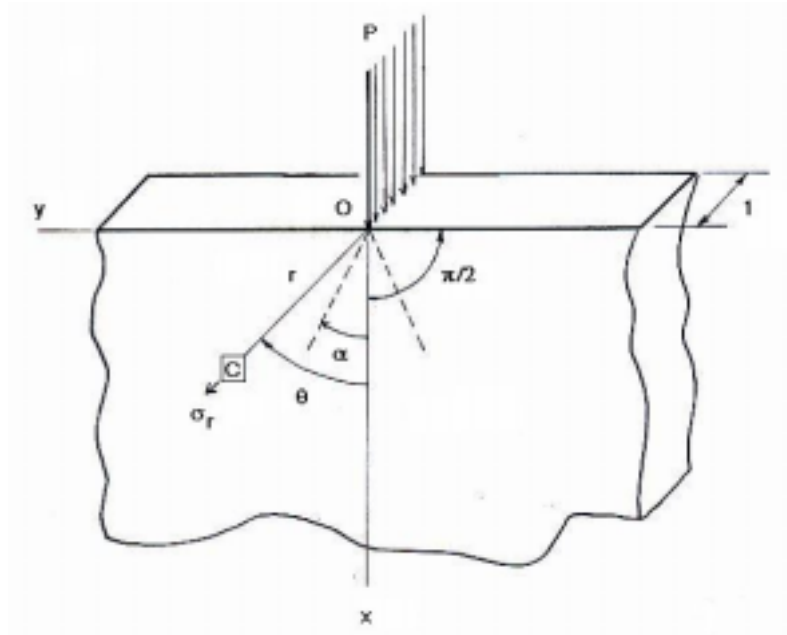


Figura 4.8 – Força Concentrada em um Ponto de um Bordo Reto (modificado de Timoshenko, 1980, por Montedo, 1987).

Escolhendo uma constante (k) de ajuste, a tensão radial ficaria com a seguinte expressão compatível dimensionalmente:

$$\sigma_r = k \frac{P \cos \theta}{r} \quad (4.10)$$

A constante (k) é definida a partir das condições de equilíbrio no ponto O .

$$k = \frac{1}{\alpha + \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\alpha} \quad (4.11)$$

Se fizermos $\alpha = \pi/2$ na equação (4.11), chegaremos a uma solução para uma chapa de largura unitária com uma força concentrada em um ponto do bordo reto (equação 4.13):

$$k = \frac{1}{\frac{\pi}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{sen} \pi} = \frac{2}{\pi} \quad (4.12)$$

$$\sigma_r = \frac{2P \cdot \cos \theta}{\pi \cdot r} \quad (4.13)$$

Quando ($r = 0$) temos ($\sigma_r = \infty$) o que significa ser infinita a tensão no ponto de aplicação da carga: a equação não descreve bem o estado de tensões nesse ponto. Para qualquer outra região do corpo ela é adequada, como veremos a seguir na figura 4.9 para uma zona circular tangente no ponto O .

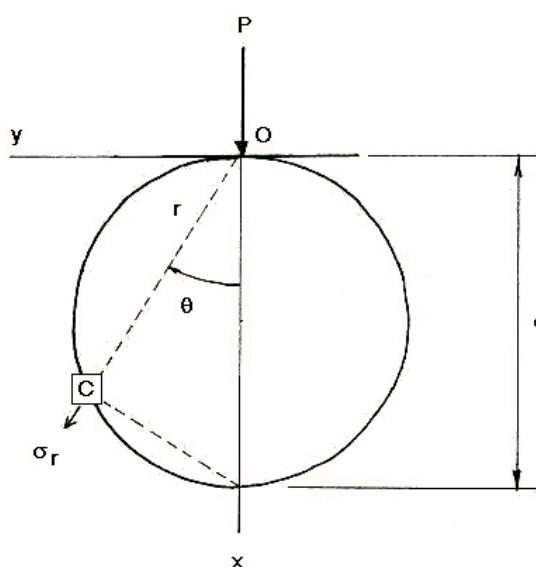


Figura 4.9 – Tensões numa Zona Circular (modificado de Timoshenko, 1980, por Montedo, 1987).

Em qualquer ponto da circunferência teremos ($r = d \cdot \cos \theta$) resultando:

$$\sigma_r = \frac{2 \cdot P}{\pi} \cdot \frac{\cos \theta}{d \cdot \cos \theta} \quad (4.14)$$

$$\sigma_r = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d}$$

A tensão é a mesma em todos os pontos da circunferência com exceção do ponto onde a carga é aplicada. Quando se trata de corpo de prova de comprimento (l), a tensão radial obtida numa compressão diametral é igual à ($\sigma_r \cdot l$) resultando, dessa maneira, a equação (4.9) do ensaio brasileiro:

$$\begin{aligned}\sigma_r \cdot l &= \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d} \\ \sigma_r &= \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot d \cdot l}\end{aligned}\tag{4.15}$$

4.3.3 Compressão Uniaxial

Entre os outros dois ensaios de laboratório citados nesse estudo para medir tensões em corpos de prova e aplicações na mecânica de rochas, o ensaio de resistência à compressão uniaxial é o método de laboratório mais comumente utilizado.

Apesar da flexibilidade e simplicidade na preparação dos corpos de prova dos ensaios de carga pontual e brasileiro, o ensaio de compressão uniaxial converteu-se no ensaio mais usado, ainda que seja mais complexo e rigoroso. Oferece, no entanto, uma medida direta da resistência à compressão sem confinamento de testemunhos de rocha não obtida pelos outros dois ensaios.

O ensaio de compressão uniaxial é o mais usado devido às suas inúmeras aplicações (Pells, 1993):

- i) avaliação do estado de tensões de compressão ou ruptura por cisalhamento no perímetro de aberturas subterrâneas;
- ii) avaliação da resistência de pilares de rochas em mineração subterrâneas;
- iii) avaliação de resistência triaxial *via* critérios empíricos de ruptura;
- iv) avaliação do módulo de elasticidade de rochas para servir ao cálculo de deformações e subsidência;
- v) fornecimento de parâmetros de compressão e cisalhamento para serviços de estaqueamento;
- vi) fornecimento de parâmetros para escavação feitas com escarificadores, cortadeiras de disco e tambor e perfuratriz de percussão;

vii) fornecimento de parâmetros que servem ao desmonte de rochas.

4.3.3.1 Conceitos

O ensaio de compressão uniaxial é realizado sobre um corpo de prova cilíndrico colocado entre dois pratos do equipamento de ensaio (ver figura 4.10).

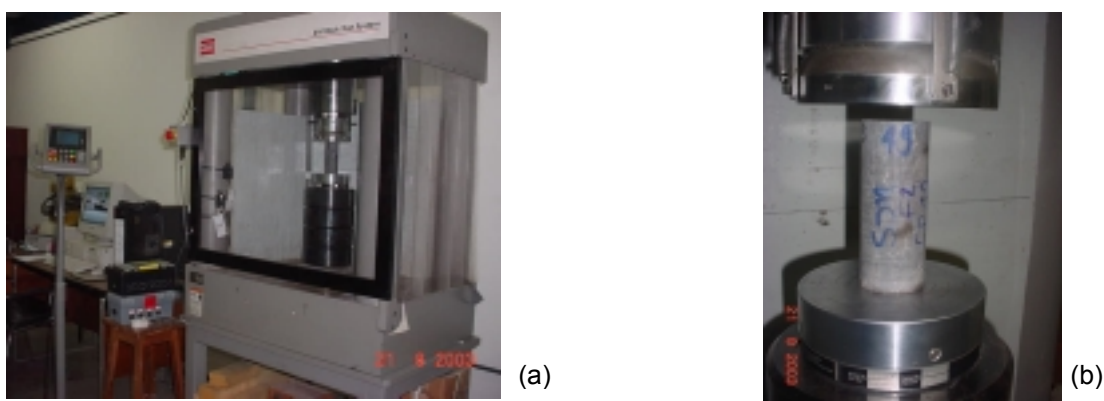


Figura 4.10 – (a) Equipamento do Ensaio de Compressão Uniaxial, (b) Corpo de Prova Cilíndrico de Diâmetro NX (Laboratório de Mecânica de Rochas da Fundação de Ciência e Tecnologia (CIENTEC), 2003).

A tensão uniaxial de compressão das rochas varia com o tamanho e a forma do corpo de prova. Entretanto, o diâmetro do corpo de prova para ensaio deve ser no mínimo 50 mm, com uma relação comprimento-diâmetro entre 2,0 e 3,0 (Pells, 1993).

Como se pode ver na figura 4.10(b), a carga gerada pelo equipamento de ensaio é aplicada nas duas extremidades da amostra através dos pratos. Frequentemente não se consegue um perfeito paralelismo entre as extremidades superior e inferior do corpo de prova que vai ser ensaiado e, nessas condições, um assento esférico (*spherical seat*) de ajuste é inserido entre a extremidade inferior do corpo de prova e o prato de equipamento para assegurar um contato completo e perfeito e, conseqüentemente, um carregamento uniforme da amostra durante o tempo inteiro do ensaio (Peng, 1978).

A resistência à compressão da rocha é definida como a máxima tensão que o material suporta sem fraturar e pode ser calculada dividindo-se a carga de ruptura pela área da seção do corpo de prova, conforme a equação 4.16. Na figura 4.11(b) a máxima tensão corresponde ao ponto S.

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (4.16)$$

onde,

σ_c = resistência à compressão uniaxial.

P = carga máxima de ruptura.

A = área transversal mínima do CP.

Para muitos problemas de projetos e de aplicações na engenharia devem ser estudados três propriedades básicas das rochas: módulo de elasticidade ou de Young, coeficiente de Poisson e resistência à compressão, obtidos por meio de ensaios que simulam as condições do campo de tensões (*field stress conditions*). Um passo nesse processo é a medida da resposta de deformação axial e lateral numa compressão uniaxial como se ve na figura 4.11(a). Com excessão do coeficiente de Poisson, as outras duas propriedades estão representadas na lei de Hooke (seção 4.3.3.2 -teoria).

A deformação correspondente do corpo de prova é registrada pela montagem de um *strain gage* paralelo à direção da carga colocado na parede do corpo de prova. A deformação pode, também, ser determinada medindo-se a variação de comprimento entre os dois pratos ou entre os dois pontos quaisquer perto da meia altura da amostra. O coeficiente de Poisson pode ser obtido montando-se um *strain gage* adicional na direção horizontal (Peng, 1978).

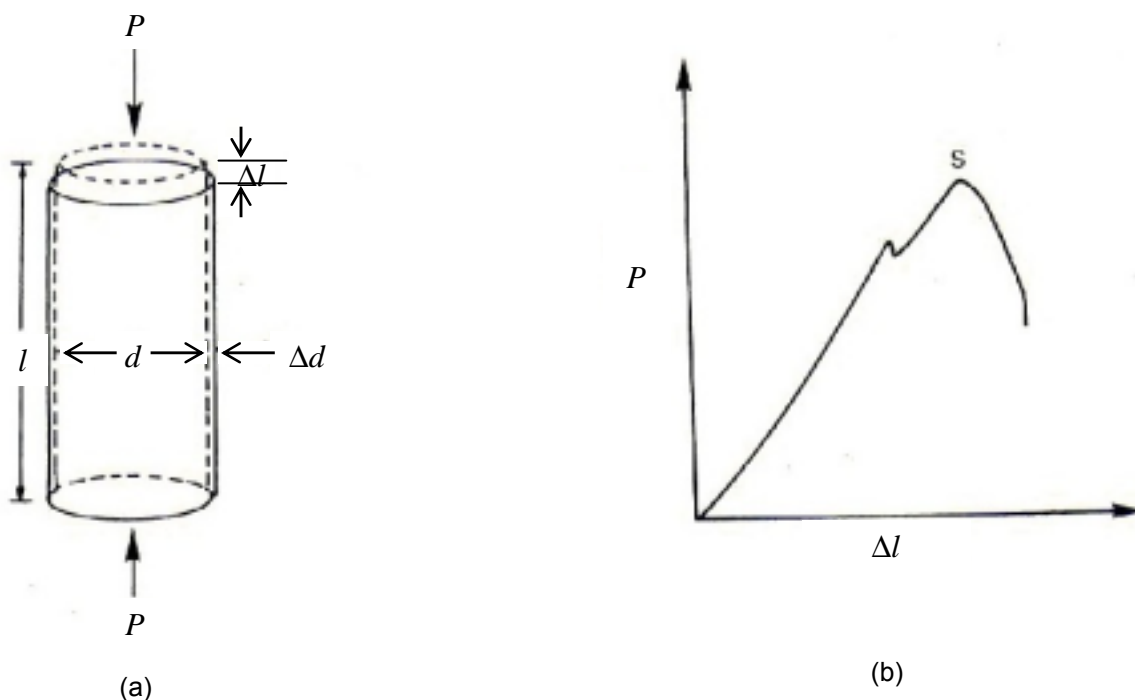


Figure 4.11– (a) Deformações Axial e Lateral pelo Ensaio de Compressão Uniaxial, (b) Curva Tensão – Deformação (Peng, 1978).

4.3.3.2 Teoria

Fazendo experiências diretas, Robert Hooke em 1678 verificou que o alongamento (δ) de uma barra, para vários materiais e dentro de certos limites é diretamente proporcional à força (P) de tração, ao comprimento (l) da barra e inversamente proporcional à área (A) da seção transversal da barra. A fórmula (4.17) originada destas experiências veio a ser conhecida como lei de Hooke:

$$\delta = f\left(\frac{P \cdot l}{A}\right) = \frac{1}{E} \cdot \frac{P \cdot l}{A} \quad (4.17)$$

A constante (E) foi denominada módulo de elasticidade longitudinal, ou módulo de Young, e relaciona diretamente a tensão ($\sigma = P/A$) e o alongamento unitário ($\epsilon = \delta/l$), tendo o significado de tensão necessária para provocar o alongamento unitário, isto é, o alongamento igual à unidade de comprimento.

$$\frac{P}{A} = E \frac{\delta}{l} \quad \rightarrow \quad \sigma = E \cdot \varepsilon \quad (4.18)$$

Na equação (4.18) vemos que, para uma mesma tensão, quanto maior for o valor de (E) menor será o alongamento (ε) , isto é, o módulo de Young representa a rigidez do material.

Define-se como rigidez do material a força necessária para produzir uma deformação unitária:

$$\delta = 1 = \frac{P \cdot l}{E \cdot A} \quad \rightarrow \quad P = E \frac{A}{l} \quad (4.19)$$

ou seja, quanto maior for (E) mais rígido será o material

Por outro lado, a flexibilidade do material é definida como a deformação decorrente de uma carga unitária:

$$P = 1 \quad \rightarrow \quad \delta = \frac{1}{E} \cdot \frac{l}{A} \quad (4.20)$$

ou seja, quanto menor for (E) mais flexível será o material.

$$\text{Uma é recíproca da outra: } (P)_{\text{rigidez}} = \frac{1}{(\delta)_{\text{flexibilidade}}}$$

A lei de Hooke só pode ser aplicada dentro de certos limites, isto é, no intervalo onde as forças exteriores aplicadas ao corpo não produzem deformações permanentes: desaparecendo as forças, desaparecem as deformações. É o denominado período elástico de deformação dos materiais.

A lei de Hooke generalizada engloba, também, as deformações laterais: um corpo comprimido encurta e engrossa; um corpo distendido alonga e afina. A

relação entre as deformações transversal e longitudinal é constante dentro da região elástica, sendo conhecida como coeficiente de Poisson.

$$\nu = \frac{\text{deformação lateral}}{\text{deformação axial}}$$

No caso de um cubo sujeito à forças de compressão (figura 4.12) que atuam em direções ortogonais teremos o seguinte:

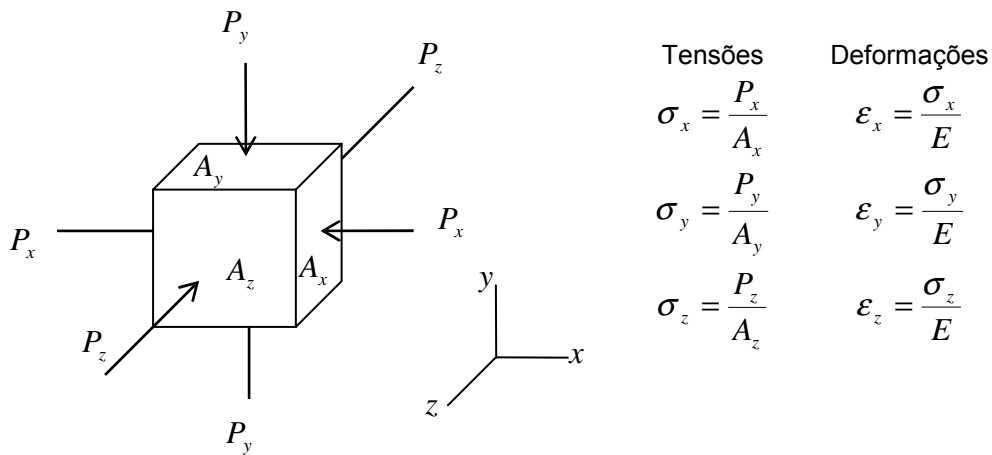


Figura 4.12 – Compressão Triaxial de um Cubo.

Analisando as deformações por partes: o encurtamento segundo x-x é acompanhado de uma expansão segundo y-y e uma expansão segundo z-z.

$$\epsilon'_x = +\epsilon_x - \nu\epsilon_y - \nu\epsilon_z = \epsilon_x - \nu(\epsilon_y + \epsilon_z) = \frac{\sigma_x}{E} - \nu\left(\frac{\sigma_y}{E} + \frac{\sigma_z}{E}\right) = \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

e, da mesma maneira, se obtém as deformações volumétricas (ϵ'_y e ϵ'_z).

As três equações que nos dão as deformações em função das tensões constituem a lei de Hooke generalizada para materiais isotrópicos (mesmo E em todas as direções):

$$\varepsilon'_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad \varepsilon'_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad \varepsilon'_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (4.21)$$

Essas equações valem para seções perpendiculares ao eixo de aplicação das forças; quando se tratar de uma seção qualquer aparecem tensões de cisalhamento e as equações, deduzidas a partir da figura 4.13(a), passam a ser as seguintes:

$$\sigma_\theta = \frac{N}{A_\theta} = \frac{P \cos \theta}{A / \cos \theta} = \sigma_x \cdot \cos^2 \theta \quad (4.22)$$

$$\tau_\theta = \frac{V}{A_\theta} = \frac{P \sin \theta}{A / \cos \theta} = \sigma_x \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (4.23)$$

onde, A e A_θ representam as seções perpendiculares e inclinadas da barra sujeita a um carregamento uniaxial.

Pode-se concluir que mesmo um carregamento puro de compressão origina tensões de cisalhamento. Essas últimas têm papel decisivo em qualquer ruptura porque, de uma maneira geral, os corpos têm uma resistência ao cisalhamento muito menor que a resistência à compressão. As equações apresentadas a seguir são deduzidas da figura 4.13(b) e representam as tensões de compressão e cisalhamento de uma seção com inclinação qualquer.

$$\sigma_\theta = \left(\frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right) \cos 2\theta \quad (4.24)$$

$$\tau_\theta = \left(\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \right) \sin 2\theta \quad (4.25)$$

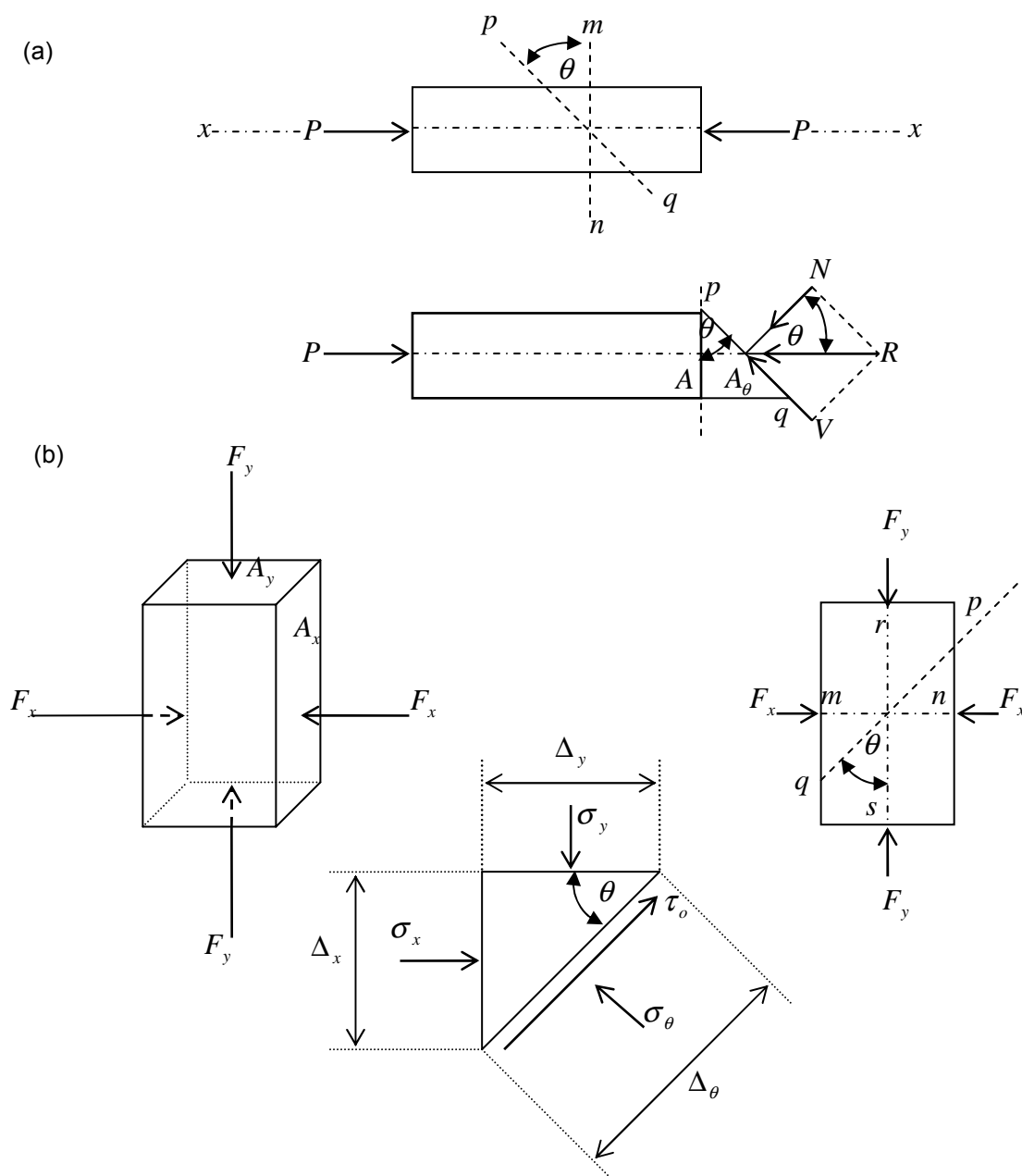


Figura 4.13 – (a) Carregamento Uniaxial, (b) Carregamento Biaxial (modificado de Timoshenko, 1983, por Montedo, 1987).

4.3.4 Comportamento Mecânico das Rochas

Quando são estudadas amostras isoladas (pequenos corpos de prova analisados em laboratório), o comportamento mecânico é muito diferente daquele que se verifica quando são estudados volumes maiores de rocha como são os maciços rochosos. Deve-se este fato a que, diferentemente dos corpos de prova que geralmente estão livres de defeitos visíveis, no maciço rochoso existem

descontinuidades e, além disso, eles não são considerados contínuos, isotrópicos e homogêneos. Outros fatores *in situ* influenciam as propriedades do maciço rochoso, tais como o confinamento, temperatura e umidade.

Por isso as propriedades mecânicas dos maciços rochosos são menores que aquelas determinadas em laboratório. Ainda assim, o comportamento das rochas em laboratório pode ser utilizado na análise de maciço rochoso.

O estudo em laboratório de corpos de prova serve para esclarecer o comportamento mecânico e o fenômeno de ruptura das rochas e para definir parâmetros mecânicos importantes tais como:

- i) tensões de ruptura à tração e compressão (σ_t e σ_c);
- ii) módulo de elasticidade ou de Young (E);
- iii) coeficiente de Poisson (ν);
- iv) coesão (τ);
- v) ângulo de atrito interno (α).

São propriedades mecânicas básicas das rochas a tensão de ruptura à tração e compressão, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. A resistência à tração das rochas é sempre menor que a resistência à compressão. Quando se trata de rochas, o coeficiente de Poisson e o módulo de Young são determinados em ensaio de compressão.

A partir de um ensaio de compressão uniaxial pode ser determinado o módulo de Young e a tensão de ruptura à compressão, e de um ensaio indireto de compressão uniaxial (brasileiro), a tensão de ruptura à tração. Um ensaio triaxial permite o cálculo das tensões de compressão e tração, coesão e ângulo de atrito interno da rocha, a reta de correlação das tensões verticais e horizontais e a envoltória de colapso de Mohr.

A figura 4.14(a) apresenta o gráfico resultante de vários ensaios triaxiais com a reta dos pontos de ruptura $\sigma_1 = A + B \cdot \sigma_3$. Em Timoshenko (1983) está demonstrado que A é a tensão limite de compressão (σ_{lc}) e que B é igual a razão σ_{lc}/σ_{lt} onde o denominador é a tensão limite de ruptura à tração da rocha ensaiada:

$$\sigma_1 = A + B \cdot \sigma_3 = \sigma_{lc} + \frac{\sigma_{lc}}{\sigma_{lt}} \cdot \sigma_3 \quad (4.26)$$

A figura 4.14(b) apresenta graficamente a envoltória de colapso de Mohr-Coulomb. A equação da reta envoltória, que representa o lugar geométrico dos pontos de ruptura num ensaio triaxial, estabelece a relação linear entre a tensão de cisalhamento (τ) no plano de fratura da rocha com a tensão de compressão (σ) que existe no mesmo plano. O intercepto (τ_o) é denominado coesão da rocha e o ângulo de inclinação da reta (α) é chamado de ângulo de atrito interno. Existe uma relação bem definida entre a equação da reta envoltória e a equação (4.27), que é a seguinte:

$$\tau = \tau_o + \sigma_1 \cdot \tan \alpha = A \cdot \left(\frac{1 - \text{sen} \alpha}{2 \cos \alpha} \right) + \sigma_1 \cdot \tan \left[\text{arc} \cdot \text{sen} \frac{B-1}{B+1} \right] \quad (4.27)$$

A tabela 4.2 mostra os resultados de um trabalho feito pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) em 1987 nos diferentes tipos de rocha do teto da Mina Esperança, onde aparecem valores de parâmetros mecânicos obtidos em ensaios triaxiais.

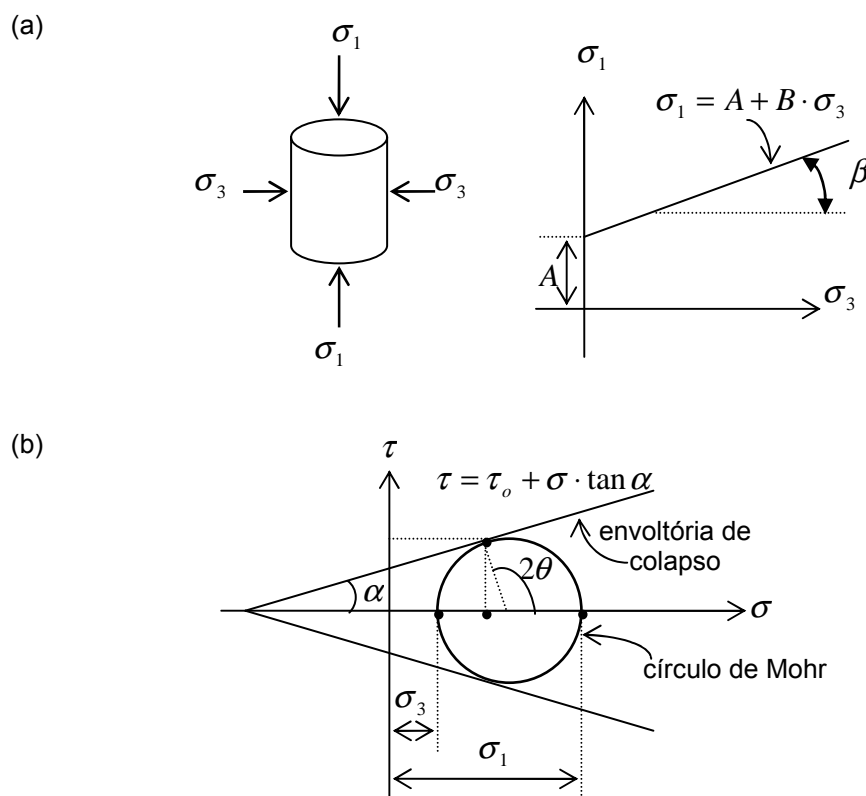


Figura 4.14 – (a) Ensaio Triaxial, (b) Envoltória de Colapso (modificado de Peng, 1978, por Montedo, 1987).

Tabela 4.2 – Propriedades Mecânicas das Rochas do Teto da Mina Esperança (Ensaio Triaxial), IPT (1987)

Parâmetro	SL ⁽¹⁾	SM ⁽²⁾	AL ⁽³⁾	AM ⁽⁴⁾	Gráficos
Tensões de ruptura à compressão (σ_{lc})	68,87	57,97	99,5	131,0	A
Tensões de ruptura à tração (σ_{lt})	24,16	37,64	26,89	20,47	A / B
Coesão (τ_o)	20,3	23,3	25,8	26,0	(τ_o)
Ângulo de atrito interno (α)	28,7	12,3	35,0	46,8	(α)

(1) Siltito Laminado.

(2) Siltito Maciço.

(3) Arenito Laminado.

(4) Arenito Maciço.

A figura 4.15 apresenta os diversos tipos de ruptura de um corpo de prova associados aos ensaios uniaxiais e triaxiais. Com elas podemos esclarecer três critérios de ruptura definidos por Peng (1978).

- i) critério da tensão máxima de compressão ou de tração;
- ii) critério de Coulomb;
- iii) critério de Mohr.

Admite-se como critério de ruptura da rocha que tão logo a tensão de compressão (ou tração) da rocha atinja o valor da resistência uniaxial de compressão (ou tração), ela rompe. Isto é, admite-se a resistência determinada em laboratório como o critério de ruptura da própria rocha. Critério muito fácil para usar e adequado para os casos (a) e (b) da figura 4.15.

O critério de Coulomb admite que a ruptura por cisalhamento de rocha carregadas por compressão é induzida se a tensão de cisalhamento no plano potencial de ruptura por cisalhamento for igual ou maior que a resistência de coesão mais a resistência de atrito no plano de fratura. Critério adequado para os casos (b), (c) e (d) da figura 4.15.

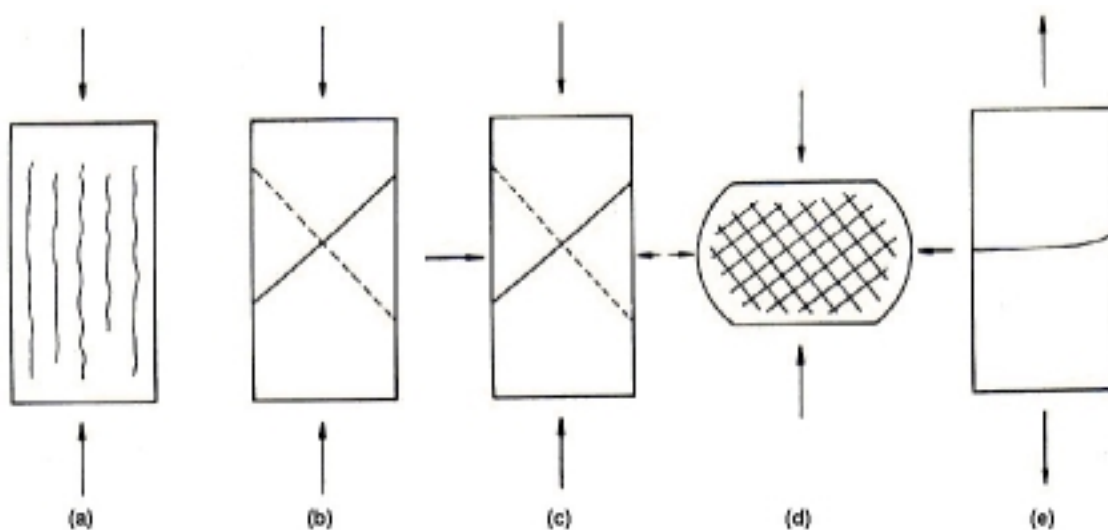


Figura 4.15 – Tipos de Ruptura dos Corpos de Prova (Peng, 1978).

O critério de ruptura de Mohr estabelece que quando uma fratura da rocha ocorre por cisalhamento, existe uma relação funcional entre a tensão de cisalhamento e a tensão de compressão normal que atuam no plano de fratura.

Essa relação obtida de resultados experimentais pode ser representada pelo círculo de Mohr, que é uma construção gráfica. O círculo de Mohr é uma generalização da teoria de ruptura de Coulomb uma vez que permite o conhecimento das tensões internas em qualquer plano orientado, que pode ser, ou não, o plano de fratura.

4.3.5 Fontes de Erros

Ao determinar a finalidade e os métodos de ensaio adequados para um projeto particular é importante que os erros inerentes ao processo sejam considerados objetivamente. Segundo Pells (1993), os erros de ensaio têm duas origens:

- i) desvios na seleção das amostras;
- ii) erros resultantes da preparação inadequada das amostras, do equipamento ou dos procedimentos de ensaio.

A variação substancial que é usualmente encontrada em projetos de engenharia de mecânica de rochas significa que um julgamento crítico deve ser feito e os erros que podem ser tolerados devem ter um efeito menor que a variabilidade inerente do processo. Não se justifica, por exemplo, dispendir tempo e dinheiro para alcançar 1% de erro no ensaio de laboratório quando existe 40% de variação nos resultados devido à variabilidade natural do experimento, erros de desvios na seleção de amostras e outros.

Os quadros 4.1 e 4.2 listam as consequências dos erros comuns em laboratório nas medidas de tensão (Pells, 1993).

Quadro 4.1 – Efeitos de Erros no Ensaio à Tração (Brasileiro)

Erro ou falha	Efeito provável
Amostras com faces imperfeitas	Tornam as medidas de comprimento duvidosas
Laterais cilíndricas não lisas	Falha prematura com erro significativo na resistência
Uso inadequado de insertos	Potencial para medição superestimada de resistência

FONTE: Pells (1993)

Quadro 4.2 – Efeitos de Erros no Ensaio de Compressão Uniaxial

Erro ou falha	Efeito provável
Corpos de prova com faces imperfeitas	Fratura prematura. Módulo de Young pode ser afetado significativamente
Faces não paralelas	Fratura prematura mas com um efeito menor no módulo
Razão comprimento/diâmetro muito pequena	Resistência muito alta que pode ser corrigida; módulo não é afetado significativamente
Lados do corpo de prova não lisos	Fratura prematura mas o efeito é pequeno
Pratos da prensa com diâmetro diferente do corpo de prova	O efeito é pequeno para rochas fracas ($\sigma_c < 50MPa$) mas é muito elevado para rocha duras
Uso inadequado de material de acabamento das faces (<i>capping</i>)	Usualmente ocorre fratura prematura com um efeito pequeno no módulo inicial
Razão de carregamento errada	Aumento pequeno na resistência se a fratura ocorrer em menos de 30 segundos; diminuição também pequena se ocorrer em mais de 15 minutos

FONTE: Pells (1993)

4.4 VELOCIDADE ULTRA-SÔNICA

A medição da Velocidade de Propagação de Ondas Ultra-sônicas Longitudinais (*VPOUL*) é feita com o equipamento denominado *Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester* (PUNDIT) cujo princípio de funcionamento consiste na emissão de pulso ultra-sônico numa das bases do corpo de prova e recepção do mesmo na base oposta.

4.4.1 Conceitos

Considerando a falta de literatura disponível sobre *VPOUL*, nessa seção apresenta-se somente as informações que foram encontradas em três trabalhos referentes ao tema: o primeiro, apresentado por Zorzi et al. (1989), o segundo um artigo técnico da Petrobras (19--?) e o terceiro, uma Nota Técnica de Eissa e Kazi (1988).

A primeira informação consta num trabalho desenvolvido no Brasil por Zorzi et al. (1989) com o objetivo de apresentar algumas características geomecânicas do

carvão e das camadas sedimentares da Jazida da Unidade Mineira de Osório no Estado do Rio Grande do Sul-Brasil. Por meio de um programa de ensaios de laboratório, os resultados obtidos mostraram correlações estatisticamente significativas entre as propriedades dos materiais rochosos.

Nesse trabalho, o ensaio de velocidade ultra-sônica conseguiu determinar o módulo de elasticidade dinâmico (E_d) conforme a equação (4.28) e relacionar a velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas longitudinais com a resistência à compressão uniaxial da rocha, com o coeficiente de Poisson e com a massa específica aparente (ρ).

$$E_d = \frac{c^2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \cdot 10^{-9} \quad (4.28)$$

onde,

- c = velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas longitudinais.
- ν = coeficiente de Poisson.
- ρ = massa específica aparente.

A resistência à compressão uniaxial medida em testemunhos de vários tamanhos foram normalizados para uma relação de ($l/d = 1$) conforme a equação (4.29) (Vutukuri et al. (1974), apud Zorzi et al. 1989), obtendo-se para os siltitos ensaiados um valor que oscila entre 36 e 52 MPa,

$$\sigma_{c(l/d=1)} = \frac{\sigma_c}{0,778 + \frac{0,222}{l/d}} \quad (4.29)$$

onde,

$(\sigma_{(l/d=1)})$ = resistência à compressão uniaxial de uma corpos de prova com $l/d = 1$.

σ_c = resistência à compressão uniaxial do corpo de prova ensaiado ($l/d > 1$).

l = comprimento do CP.

d = diâmetro do CP.

A massa específica aparente foi determinada utilizando-se paquímetro para calcular o volume de corpo de prova com posterior pesagem em balança eletrônica.

Os resultados obtidos nos ensaios foram usados para correlacionar as características geomecânicas das rochas visando obter uma visão preliminar de sua interdependência aceitando-se como estatisticamente válidas as correlações com coeficientes de correlação maior que 0,5 ($r > 0,5$), quer dizer, um mínimo de 50% das observações explicadas. As características que demonstraram ser estatisticamente correlacionáveis foram submetidas a procedimentos de regressão simples, obtendo-se as equações da tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Correlações entre as Características Geomecânicas das Rochas			
	Coefficiente de correlação linear (r)	Coefficiente de determinação (r^2)	Equação
$E = f(\sigma_{c(l/d=1)})$	0,85	0,72	$E = 1,46 + 0,31 \cdot \sigma_{c(l/d=1)}$
$E_d = f(\sigma_{c(l/d=1)})$	0,75	0,56	$E_d = 0,17 \cdot \sigma_{c(l/d=1)}^{1,34}$
$E_d = f(c)$	0,98	0,96	$E_d = 1,44 \cdot (c)^{2,30}$
$\sigma_{c(l/d=1)} = f(c)$	0,74	0,55	$\sigma_{c(l/d=1)} = 3,53 + 10,63 \cdot c$
$E = f(\rho)$	0,89	0,79	$E = e^{(-0,10+1,14 \cdot \rho)}$
$c = f(\rho)$	0,79	0,62	$c = -1,70 + 2,01 \cdot \rho$

FONTE: Zorzi et al. (1989)

A propagação de ondas ultra-sônicas é atenuada pela fissuração interna do corpo de prova sendo considerada a velocidade de propagação de onda ultra-sônica

longitudinal uma propriedade índice (que pode ser comparada) do material rochoso ensaiado.

Pressupõe-se que as ondas de tensão transmitidas dependem exclusivamente das características elásticas e da densidade do material e que o grau de fissuração impõe um efeito atenuador da sua propagação (Zorzi et al. 1989).

Alguns fatores que afetam a determinação da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas são: litologia, porosidade, densidade, anisotropia, nível de tensão, teor de umidade e temperatura (Lama et al. 1978, apud Zorzi et al. 1989).

Outra fonte de informação é o trabalho da Petrobrás (19--?) onde se fez a perfilagem geofísica com o objetivo de fornecer as velocidades de propagação das ondas elásticas P e S nas rochas que circundam um poço de petróleo. Em princípio, o processamento dos tempos de trânsito dessas ondas permitiria obter os parâmetros de elasticidade das rochas como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

Diferentemente dos parâmetros estáticos que são obtidos por curvas de tensão-deformação em ensaios de compressão, os obtidos a partir de perfilagem geofísica são chamados de parâmetros dinâmicos.

A relação entre os módulos estático e dinâmico pode ser calculada pela equação (4.29) de Eissa e Kazi (1988):

$$\begin{aligned}\log_{10} E &= 0,02 + 0,77 \log_{10} (\gamma \cdot E_d) \\ E &= 1,0471 \cdot (\gamma \cdot E_d)^{0,77}\end{aligned}\tag{4.30}$$

onde,

- E = módulo de elasticidade estático.
- E_d = módulo de elasticidade dinâmico.
- γ = peso específico.

Nesse trabalho o módulo dinâmico foi determinado por métodos sísmicos, que inclui o pulso de ultrassom e ressonância de barra.

4.4.2 Teoria

Ao estudar-se as ondas sonoras é preciso considerar o caso geral de deformação do sólido -dilatação e cisalhamento- no estudo das ondas consideradas planas (ver seção 4.5.4 -teoria das vibrações).

A lei de Hooke generalizada (equação 4.31) estabelece uma relação entre as tensões (σ) e os alongamentos (ε) definida por duas constantes físicas: módulo de elasticidade longitudinal (E) e o coeficiente de Poisson (ν):

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]\end{aligned}\tag{4.31}$$

As mesmas constantes (E) e (ν) podem, também, ser usadas para definir relações entre as tensões de cisalhamento e as deformações angulares. Para deduzir estas relações considera-se um caso particular de deformação de um paralelepípedo em que $\sigma_z = \sigma$ (tensão de tração), $\sigma_y = -\sigma$ (tensão de compressão) e $\sigma_x = 0$, formando-se um estado de tensão denominado de cisalhamento puro, representado na figura 4.16.

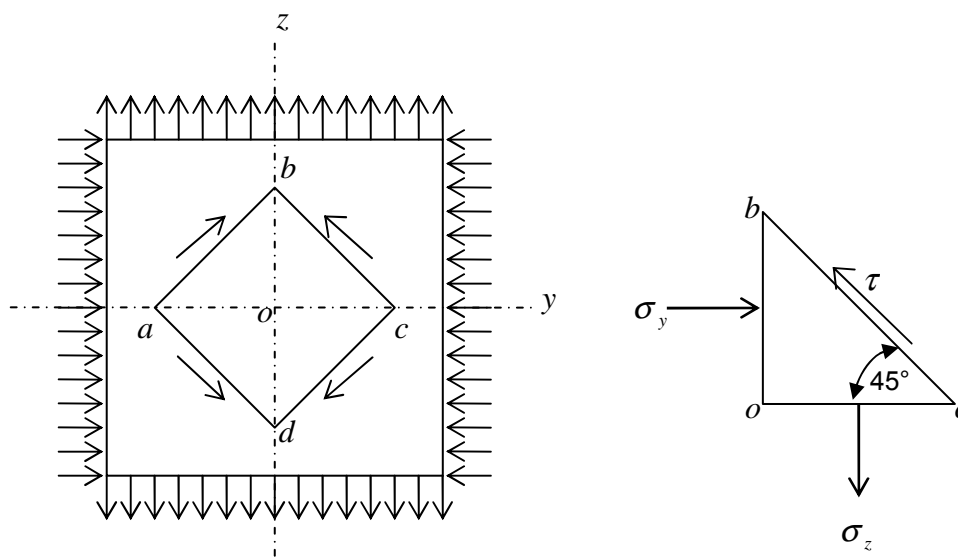


Figura 4.16 – Cisalhamento Puro (modificado de Timoshenko, 1980, por Montedo, 1987).

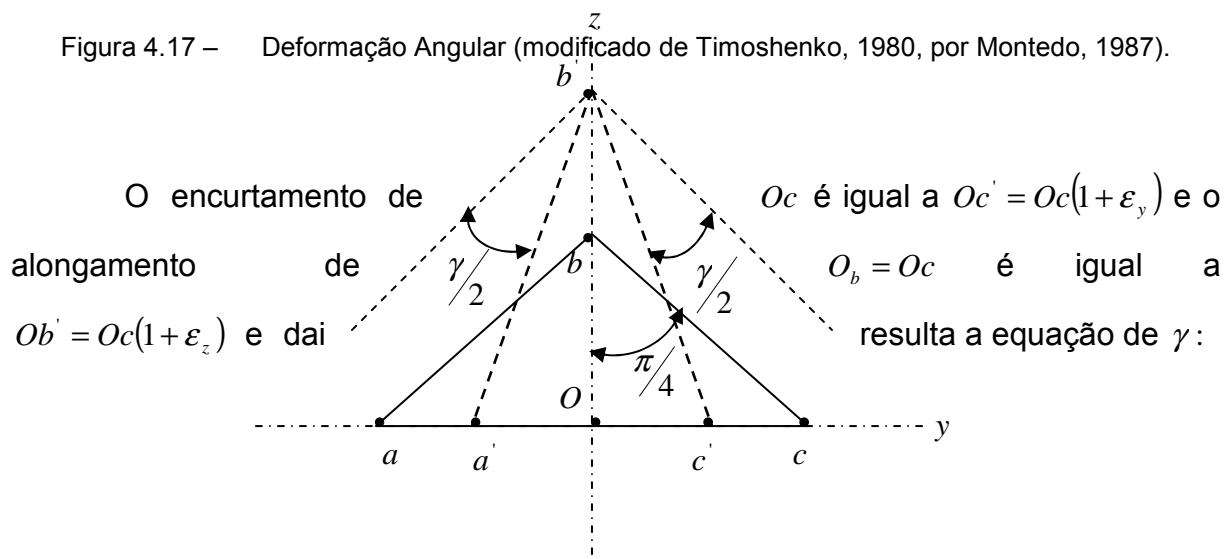
Na face do paralelepípedo elementar atua somente a tensão de cisalhamento (τ), o que se demonstra recorrendo às equações de tensões biaxiais:

$$\sigma_{\theta} = \left(\frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \right) \cos 2\theta = \left(\frac{+\sigma - \sigma}{2} \right) + \left(\frac{+\sigma + \sigma}{2} \right) \times 0 = 0$$

$$\tau_{\theta} = \left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \right) \text{sen} 2\theta = \left(\frac{+\sigma + \sigma}{2} \right) * 1 = \sigma$$

Nessas equações, para o estado de cisalhamento puro e o ângulo qualquer $\theta = 45^\circ$, $\sigma_z = \sigma$ e $\sigma_y = -\sigma$, resultou $\sigma_{\theta} = 0$ e $\tau_{\theta} = \sigma$. A análise da deformação do paralelepípedo submetida ao estado de cisalhamento puro, como se apresenta na figura 4.17, vai permitir que se deduza uma equação para a deformação angular (γ). O alongamento do elemento vertical Ob é igual ao encurtamento dos elementos horizontais Oa e Oc e, desprezando infinitésimos de segunda ordem, conclui-se que os comprimentos ab e bc não variam durante a deformação, mas o ângulo entre eles varia de $\pi/2$ para $(\pi/2) - \gamma$, sendo γ a deformação angular.

Figura 4.17 – Deformação Angular (modificado de Timoshenko, 1980, por Montedo, 1987).



$$\frac{O_{c'}}{O_b} = \frac{1 + \varepsilon_y}{1 + \varepsilon_z} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\gamma}{2}\right) = \frac{\tan\frac{\pi}{4} - \tan\frac{\gamma}{2}}{1 + \tan\frac{\pi}{4} \cdot \tan\frac{\gamma}{2}} = \frac{1 - \tan\frac{\gamma}{2}}{1 + \tan\frac{\gamma}{2}}$$

Para γ pequeno se pode considerar $\tan\frac{\gamma}{2} = \frac{\gamma}{2}$, resultando:

$$\frac{1 - \frac{\gamma}{2}}{1 + \frac{\gamma}{2}} = \frac{1 + \varepsilon_y}{1 + \varepsilon_z} \text{ ou } \gamma = \frac{2(\varepsilon_z - \varepsilon_y)}{2 + \varepsilon_z + \varepsilon_y}$$

Considerando agora as equações (4.31) obteremos:

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \cdot [(-\sigma) - \nu(0 - \sigma)] = -\frac{\sigma}{E} \cdot (1 + \nu)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \cdot [\sigma - \nu \cdot (0 - \sigma)] = \frac{\sigma}{E} \cdot (1 + \nu)$$

$$\gamma = \frac{2 \left[\frac{\sigma \cdot (1 + \nu)}{E} + \frac{\sigma \cdot (1 + \nu)}{E} \right]}{2 + \frac{\sigma \cdot (1 + \nu)}{E} - \frac{\sigma \cdot (1 + \nu)}{E}} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \cdot \sigma \quad (4.32)$$

No estado de cisalhamento puro temos $\sigma = \tau$ e a equação se transforma para:

$$\gamma = \frac{2(1+\nu)}{E} \cdot \tau = \frac{\tau}{G} \quad (4.33)$$

onde a $G = E/2(1+\nu)$ é denominada módulo de elasticidade transversal, ou módulo de rigidez ou, ainda, módulo de elasticidade ao cisalhamento.

O caso mais geral de deformação produzido por 3 componentes normais e 3 componentes cisalhantes de tensão, caso que vai interessar na sequência, pode ser obtido por superposição. Considerando-se $e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ como a dilatação volumétrica unitária e $\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ como a soma das tensões normais, pode-se deduzir o seguinte:

$$\begin{aligned} e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z)] + \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_z)] + \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)] \\ e &= \frac{1-2\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1-2\nu}{E} \cdot \theta \end{aligned} \quad (4.34)$$

No caso de uma pressão hidrostática ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = -p$) tem-se:

$$\left[e = -\frac{3(1-2\nu)}{E} \cdot p \right] \text{ e a expressão } \frac{E}{3(1-2\nu)} \text{ é denominada módulo de}$$

expansão volumétrica ou módulo de elasticidade volumétrica.

Às vezes as componentes de tensão (σ) expressas como funções das componentes de deformação (ε) são necessárias. Pode-se deduzi-las a partir da equação (4.31), como se faz a seguir:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z)] \quad \rightarrow \quad \sigma_x = E \cdot \varepsilon_x + \nu \cdot (\sigma_y + \sigma_z)$$

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \frac{e \cdot E}{(1-2\nu)} \quad \rightarrow \quad \sigma_y + \sigma_z = \frac{e \cdot E}{(1-2\nu)} - \sigma_x$$

Fazendo-se as substituições vai resultar:

$$\sigma_x = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot e + \frac{E}{(1+\nu)} \cdot \varepsilon_x \quad (4.35)$$

e, da mesma maneira, obtém-se:

$$\sigma_y = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot e + \frac{E}{(1+\nu)} \cdot \varepsilon_y$$

$$\sigma_z = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot e + \frac{E}{(1+\nu)} \cdot \varepsilon_z$$

sabendo-se que $\frac{E}{1+\nu} = 2G$ e usando a notação $\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ chega-se

às conhecidas equações que relacionam tensões com deformações: (a equação 4.31 relaciona deformações com tensões).

$$\sigma_x = \lambda \cdot e + 2G \cdot \varepsilon_x$$

$$\sigma_y = \lambda \cdot e + 2G \cdot \varepsilon_y \quad (4.36)$$

$$\sigma_z = \lambda \cdot e + 2G \cdot \varepsilon_z$$

A teoria anteriormente apresentada aplica-se diretamente no estudo de ondas sonoras que são ondas mecânicas longitudinais que se propagam nos sólidos, nos líquidos e nos gases. As partículas materiais que transmitem a oscilação vibram na própria direção de propagação e existe um grande intervalo de frequência dentro do qual podem ser produzidas ondas mecânicas longitudinais:

- i) ondas infra-sônicas: menor que 20 Hz (ciclos por segundo);
- ii) ondas sonoras: 20 Hz até $20 \cdot 10^3$ Hz;

iii) ondas ultra-sônicas: até $6 \cdot 10^8$ Hz.

No caso de ondas sonoras (mecânicas longitudinais) aplica-se somente uma das equações (4.36) para calcular o módulo envolvido com a propagação de ondas.

Nesse caso $e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_x$

$$\sigma_x = \lambda \cdot e + 2G \cdot \varepsilon_x = \lambda \cdot \varepsilon_x + 2G \cdot \varepsilon_x$$

$$\frac{\sigma_x}{\varepsilon_x} = \lambda + 2G = (E)_{\text{dinâmico}} = E_d \quad (4.37)$$

O módulo envolvido com a propagação de ondas é denominado módulo dinâmico de elasticidade longitudinal (E_d) em contraposição ao módulo estático (E) obtido por meio de curvas de tensão-deformação em ensaios de compressão ou tração.

A equação de velocidade de propagação de onda sonora (seção 4.5.4 - teoria de vibrações) é $c = (E/\rho)^{1/2}$, onde ρ é a massa específica da rocha, e dela, usando-se a própria equação (4.37) se deduz a equação (4.38) que possibilita a determinação do módulo dinâmico da rocha (E_d):

$$c = \sqrt{\frac{E_d}{\rho}} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

$$c^2 \cdot \rho = \lambda + 2G = \frac{\nu \cdot E_d}{(1+\nu)(1-2\nu)} + \frac{2 \cdot E_d}{2(1+\nu)} = \frac{E_d \cdot (1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$c = \sqrt{\frac{E_d \cdot (1-\nu)}{\rho \cdot (1+\nu)(1-2\nu)}}$$

$$E_d = c^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (4.38)$$

4.5 VIBRAÇÃO

4.5.1 Conceitos

As vibrações no maciço originadas pelo desmonte com uso de explosivo são ondas sonoras que se propagam pelas rochas. São também chamadas de ondas sísmicas porque as suas características de propagação assemelham-se àquelas produzidas por terremotos. As vibrações originadas num desmonte têm amplitudes de pico menores que as vibrações originárias de um terremoto, principalmente devido à baixa energia envolvida e às pequenas distâncias de propagação, porém têm frequências mais elevadas. As velocidades de propagação, amplitudes e frequências das ondas de desmonte e de terremoto estão relacionadas às propriedades elásticas das rochas, solos e outros materiais pelos quais elas se propagam.

De acordo com Dowding (1992), a movimentação de partículas pode ser descrita por três componentes perpendiculares entre si denominados: L (longitudinal), T (transversal) e V (vertical). As direções L e T estão orientadas num plano horizontal com a direção L dirigida ao longo da linha que liga a detonação e os sismógrafos.

Dois tipos principais de onda são produzidas por um desmonte: ondas de corpo (*body waves*) (P e S) e ondas de superfície (*surface waves*) (R). As ondas de corpo viajam pelos materiais rochosos enquanto que as ondas de superfície viajam próximas à superfície e interfaces dos materiais rochosos. As detonações produzem predominantemente ondas de corpo a pequenas distâncias, que se propagam para fora como ondas esféricas até que interceptam uma descontinuidade do tipo outra camada de rocha, de solo ou a própria superfície do terreno. Nessa interceptação ondas de cisalhamento e de superfície são produzidas, e essas últimas tornam-se importantes a grandes distâncias de transmissão.

As ondas de corpo (P e S) tem relativamente altas frequências. A onda (P) é a onda primária sendo, também, chamada de onda de compressão (*compressional*

wave). Provoca movimento de partículas na direção radial e apresenta a mais alta velocidade de propagação e é a primeira que chega no sismógrafo. A onda (*S*) é a onda secundária porque chega depois da onda (*P*) e é chamada de onda de cisalhamento movimentando as partículas perpendicularmente à linha radial.

As ondas de superfície são de baixa frequência e velocidade, sendo as últimas a chegarem no sismógrafo. São de dois tipos: ondas *Rayleigh* e ondas *Love*, sendo as *Rayleigh* as mais importantes com movimentos elípticos das partículas. Elas são comuns onde solos recobrem as rochas.

4.5.2 Determinação da Velocidade de Partícula

Segundo Dowding (1992), a velocidade de partícula pode ser empregada para descrever o movimento do maciço (*ground motion*). Ela tem a melhor correlação com as observações científicas do fraturamento induzido por detonação, que formam a base do controle de vibração.

A velocidade de pico de partícula (*PPV*) é definida como o mais alto valor da velocidade de partícula de qualquer um dos três componentes do movimento, sem observar o sinal positivo ou negativo. Os autores consultados se referem a *PPV* no lugar de velocidade de partícula e, por isso, as informações a seguir apresentadas vão focar a determinação de *PPV*. Na realidade, o que for dito sobre *PPV*, também, se aplica à velocidade de partícula tendo em vista que as duas são velocidades.

De acordo com Dowding (2000), a previsão de *PPV* pode ser obtida a partir de duas abordagens clássicas:

- i) relações de atenuação e
- ii) relações de distância escalonada (*scaling relations*)

As relações de atenuação são mais frequentemente associadas com atividades de construção em solo e as relações de distância escalonada com a detonação em rochas ou solos.

A atenuação descreve o decaimento do pico de velocidade com a distância da fonte. Essas relações são úteis para prever velocidades a distâncias variáveis a partir de velocidades determinadas para distâncias conhecidas. A escalonada descreve o decaimento com a distância, normalizada pela fonte de energia, sendo muito útil quando a mesma fonte, à mesma distância, pode liberar uma quantidade variável de energia, como acontece nas detonações e nas atividades dinâmicas de compactação.

A distância escalonada é necessária para prever velocidade de partícula quando a carga de explosivo por retardo (W_{ret}) e a distância (R) variam, sendo esses dois parâmetros os que têm a mais forte influência na vibração originada numa explosão. A distância escalonada é obtida dividindo-se a distância por um fator de escala (*scaling factor*) relacionado ao peso da carga o que vai permitir a comparação entre detonações de diferentes tamanhos. O melhor valor para o fator escala depende de como a vibração aumenta com a carga e depende da forma da carga e, de alguma maneira, das características locais tais como confinamento e composição do maciço.

Existe um decréscimo exponencial no valor da *PPV* com o aumento da distância da fonte (local da detonação): aproximadamente verifica-se a lei do inverso do quadrado da distância.

$$PPV = f\left(\frac{1}{R^2}\right) \quad (4.39)$$

A maior parte das análises de vibrações usa a relação raiz quadrada $(R/W_{ret})^{1/2}$, ou raiz cúbica $(R/W_{ret})^{1/3}$ escalonada (Siskind, 2000; Dowding, 1985).

A relação raiz quadrada escalonada, ou a plotagem do PPV como uma função da distância entre a detonação e a estação de monitoramento dividida pela raiz quadrada da maior carga de explosivo $(R/W_{ret})^{1/2}$ é mais tradicional que a relação escalonada raiz cúbica. Qualquer das duas -raiz quadrada ou cúbica- pode ser empregada para comparar dados de campo e para prever atenuação ou decaimento da velocidade partícula, contudo, a relação escalonada raiz quadrada é mais usual (Dowding, 1992).

Uma relação escalonada específica do local algumas vezes é empregada e toma a forma de (R/W_{ret}^n) , sendo (n) determinado por interpolação estatística de dados empíricos (*curve fitting*).

Siskind et al. (1980) reportam que a *USA - Bureau of Mines* conduziu estudos de vibrações em minas a céu aberto de carvão e a equação resultante desses estudos para prever atenuação ou decaimento da PPV apresentada a seguir alcançou uma correlação de 0,933 com erro padrão de 83%.

$$PPV = 133 \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-1.50} \quad (4.40)$$

4.5.3 Dispersão da Velocidade de Partícula

A coleção de dados de distância escalonada para a determinação de relações de atenuação para velocidade de partícula resulta sempre numa grande dispersão. Segundo Dowding (1985), o exame feito por Lucole e Dowding em 1979 de 2500 registros de detonações, mostrou um espalhamento considerável nos gráficos de coordenadas raiz quadrada escalonada e o valor da soma vetorial da velocidade PVS (*vector sum velocity*). Essa relação de atenuação é um gráfico de velocidade de partícula pela distância (escalonada ou não escalonada).

As informações estatísticas dessas 2500 medições, onde se vê que o desvio padrão é muito alto, são apresentadas na tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Informações Estatísticas dos Registros de Detonações feitos por Lucole e Dowding (1979)

Direcao	Coefficiente de correlacao	Desvio padrao (%)
Radial	ND	58
Vertical	ND	59
Transversal	ND	55

FONTE: Siskind et al. 1980

NOTA: ND - dado não disponível.

Conforme Dowding (1985) alguns fatores são responsáveis pela variação da velocidade de partícula envolvida nesse estudo:

- i) modificações das condições geológicas;
- ii) diferenças entre os tipos de explosivos;
- iii) diferentes tipos de ondas;
- iv) diferentes planos de fogo (*geometry*);
- v) erros nos retardos e medidas da detonação.

4.5.4 Teoria

O carregamento de impacto num corpo sólido devido a uma explosão constitui um problema dinâmico e as equações de equilíbrio que se aplicam a sólidos em repouso devem ser substituídas por equações de movimento.

Quando uma força é bruscamente aplicada, sua ação não é transmitida instantaneamente a todas as partes do corpo. Ondas de tensões e deformações são irradiadas da região carregada com velocidades finitas de propagação. Como no conhecido caso da propagação do som no ar, não existe perturbação em um ponto até que a onda tenha tempo de alcançá-lo. No caso de sólidos elásticos, entretanto, existem mais de um tipo de onda e mais de uma velocidade característica de onda.

Se uma perturbação é produzida em um ponto de um meio elástico, irradiam-se ondas desse ponto em todas as direções. A uma grande distância em relação ao centro de perturbação, tais ondas podem ser consideradas como ondas

planas e pode-se supor que todas as partículas se movem paralelamente à direção de propagação da onda (ondas longitudinais), ou perpendicularmente a essa direção (ondas transversais). No primeiro caso temos ondas de dilatação e no segundo, ondas de distorção.

As ondas planas longitudinais simples podem ser estudadas considerando-se um estado unidimensional de tensão, (σ_x) por exemplo, o que serviria para muitos casos práticos para os quais uma teoria aproximada mais simples é adequada. Conforme Timoshenko (1980), é o caso da dedução elementar da fórmula para a velocidade de propagação de onda devido a Babinet (1883) conforme a figura 4.18.

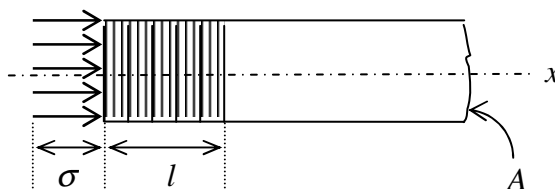


Figura 4.18 – Compressão de Barra

Considere-se que uma tensão de compressão uniformemente distribuída seja aplicada bruscamente sobre a extremidade esquerda de uma barra. No instante inicial será produzida uma compressão uniforme que afeta uma fatia infinitamente delgada situada neste extremo da peça. Essa compressão será transmitida à fatia adjacente e assim por diante. Uma onda de compressão começa a se propagar ao longo da barra com uma certa velocidade (c) e, depois de um intervalo de tempo (t), uma porção dessa barra de comprimento (l) estará comprimida e a porção restante estará livre de solicitação e em repouso:

$$c = \frac{l}{t} \quad l = c \cdot t \quad (4.42)$$

A velocidade (c) de propagação da onda de compressão não deve ser confundida com a velocidade (v) transmitida às partículas da zona submetida à compressão. Esta velocidade (v) das partículas pode ser encontrada tendo-se em conta que a zona comprimida experimenta como consequência da compressão (σ) um encurtamento (δ):

$$\text{Lei de Hooke} \quad \rightarrow \quad \delta = \frac{P \cdot l}{E \cdot A} = \frac{\sigma}{E} \cdot c \cdot t \quad (4.43)$$

Logo, a velocidade (v) da extremidade esquerda da barra (encurtamento na unidade de tempo), igual à velocidade das partículas da zona comprimida, será:

$$v = \frac{\delta}{t} = \frac{\sigma \cdot c \cdot t}{E \cdot t} \quad \rightarrow \quad v = \frac{c \cdot \sigma}{E} \quad (4.44)$$

A velocidade (c) de propagação da onda de compressão pode ser encontrada pela equação da quantidade de movimento:

$$2^{\text{da}} \text{ lei de Newton} \quad \rightarrow \quad P = m \cdot a = m \cdot \frac{v}{t} \quad \rightarrow \quad P \cdot t = m \cdot v$$

Sabendo-se que $P = A \cdot \sigma$, $m = A \cdot l \cdot \rho$ e $l = c \cdot t$, onde ρ é a massa específica do material e m a massa pode-se deduzir o que segue:

$$\begin{aligned} P \cdot t = m \cdot v & \quad \rightarrow \quad A \cdot l \cdot \rho \cdot v & \quad \rightarrow \quad v = \frac{\sigma}{c \cdot \rho} \\ v = \frac{c \cdot \sigma}{E} & \quad \rightarrow \quad c^2 = \frac{E}{\rho} & \quad \rightarrow \quad c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \end{aligned} \quad (4.45)$$

Conclui-se que a velocidade (c) de propagação da onda independe da tensão de compressão (σ) e, como veremos a seguir, a velocidade das partículas é influenciada diretamente pelo valor da tensão (σ):

$$v = \frac{\sigma}{c \cdot \rho} = \frac{\sigma}{\rho \sqrt{\frac{E}{\rho}}} = \frac{\sigma}{\sqrt{E \cdot \rho}} \quad (4.46)$$

O valor da tensão de compressão ($\sigma_{c(onda)}$) na onda resulta das equações anteriores:

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \rightarrow \quad \rho = \frac{E}{c^2}$$

$$\sigma_{c(onda)} = v \cdot \sqrt{E \cdot \rho} = v \sqrt{E \frac{E}{c^2}}$$

$$\sigma_{c(onda)} = E_d \cdot \frac{v}{c} \quad (4.47)$$

A tensão na onda é, então, determinada pela relação entre as duas velocidades multiplicada pelo módulo (E_d) de elasticidade dinâmico do material.

4.6 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DOS DANOS

Ainda que a meta dessa dissertação seja qualificar e quantificar os danos causados pelo explosivo, complementarmente vai mostrar se todas ou algumas dessas técnicas são eficientes no estudo e avaliação desses danos. Depois de apresentados os fundamentos teóricos das mesmas, é oportuno esclarecer de que forma essas técnicas servirão para estudar os danos tendo em vista que:

- i) o *RQD* e os ensaios de laboratório usados para medir tensões foram desenvolvidos para representar um índice de qualidade e de resistência da rocha e usados na classificação de um maciço rochoso;
- ii) no caso de estudos dos efeitos da vibração, a literatura fala mais sobre efeitos em estruturas da construção civil e minas a céu aberto do que as suas consequências em pilares de carvão.

A técnica do *RQD*, pela análise do tamanho dos pedaços de testemunho de sondagem, verifica o grau de fragmentação do pilar em toda a extensão do furo horizontal feito no nível do estrato siltito Barro Branco. Espera-se que os valores de resistência alcançados pelos ensaios de resistência em *CP* de rocha, obtidos pela sondagem horizontal de 6 m de profundidade desde a borda até o núcleo do pilar, aumentem no sentido do núcleo, o que seria indicativo de uma diminuição do dano.

Espera-se, também, que a medição de velocidade ultra-sônica nos corpos de prova venham a indicar uma decrescente fissuração associadas a uma crescente integridade do pilar. Da mesma maneira, a medição das vibrações vai indicar a possibilidade existente de uma onda ser capaz de fragmentar a rocha do pilar e até que distância da borda este efeito teria possibilidade de ocorrer.

CAPITULO N°. 5

RESULTADOS DO ESTUDO

Nesse capítulo, serão apresentados os resultados alcançados por cada técnica de medição dos danos produzidos pelos explosivos nos pilares de carvão da Mina Esperança, além de interpretá-los como uma tentativa inicial de conhecer os danos a partir da comprovação ou não da hipótese da dissertação. Serão descritos os procedimentos empregados na realização dos ensaios em laboratório e *in situ* conforme as recomendações de normas e de autores.

5.1 *RQD - ROCK QUALITY DESIGNATION*

A sondagem de um maciço rochoso tem por objetivo obter testemunhos das rochas que sirvam para determinar as propriedades mecânicas das amostras. Dentre essas, a fragmentação dos próprios testemunhos de sondagem é considerada um indicativo importante da resistência do maciço rochoso: quanto mais fraturado menor será a sua resistência a qualquer tipo de esforço. Sendo assim, a fragmentação que se apresentar na coluna de testemunhos deve representar com a maior fidelidade possível o fraturamento natural (*FN*) do maciço rochoso que foi sondado. Admite-se, numa sondagem bem executada, que apenas as fraturas artificiais (*FA*) decorrentes de manobras do tipo barrilete cheio sejam acrescentadas às *FN* e, assim mesmo, devem estar localizadas com rigor no perfil do furo. A este respeito, Brady e Brown (1993) enfatizam que se deve concentrar esforços na recuperação perfeita dos testemunhos: os resultados obtidos num maciço rochoso de qualidade pobre dependem fortemente do equipamento de sondagem e da competência do operador da sonda.

O desmonte de rochas com explosivos introduz fraturas artificiais no pilar, as quais serão estudadas nessa seção, utilizando-se testemunhos obtidos com a sondagem horizontal realizada na camada de carvão. Os seguintes aspectos, que podem influenciar a qualidade dos testemunhos recuperados, serão abordados:

- i) tipo de sonda;
- ii) ferramentas de sondagem: hastes, barrilete, alargador e coroa de diamante;
- iii) operação da sonda: rotação, avanço, controles, outros;
- iv) cuidados com o testemunho: embalagem, caixa, transporte e guarda.

5.1.1 Sondagem Horizontal

Os testemunhos de rocha foram obtidos de três sondagens horizontais feitas em três pilares, no siltito Barro Branco situado a um metro da base da camada de carvão. Essa sondagem foi realizada uma semana após a execução dos pilares. A sonda utilizada tem as seguintes características principais (figura 5.1):

- i) fabricante: HUDDY Ltd – Johannesburg – South Africa;
- ii) modelo: U3-6B KEMPE, movida a ar comprimido com avanço das ferramentas por parafuso (Figura 5.1);
- iii) capacidade: 350 m no diâmetro EX ($\phi 21,5mm$);
- iv) rotação: 0 a 1500 rpm;
- v) peso: 127 kgf;
- vi) motor: 15 Kw@4.000 rpm;
- vii) consumo de ar: 300 pé³/min (8,5 m³/min);
- viii) pressão operacional: 400 a 800 kPa.

A sondagem foi realizada em outras condições operacionais mais cuidadosas em dois aspectos: rotação e avanço da coroa de diamante. Esses cuidados são necessários toda vez que se estiver furando rocha com baixa resistência (siltito) com a finalidade de recuperar testemunhos de rocha para ensaios em laboratório.

A ferramenta de furação foi composta por haste AW, barrilete duplo NWM de 10' (3 m), alargador e coroa de diamante NWM: diâmetro de furo 75,7 mm e testemunho com diâmetro 54,7 mm nominal. A figura 5.2 mostra o barrilete da sonda em operação e a figura 5.3 um testemunho sendo cuidadosamente embalado

em filme plástico adesivo e as caixas de madeira com tampa para a guarda dos mesmos: nos canais das caixas foi colocada serragem de madeira para amortecimento de choque durante o transporte dos testemunhos e para preservar a sua umidade.



Figura 5.1 – Aspecto Geral da Sonda U3-6B KEMPE.



Figura 5.2 – Barrilete Duplo durante a Sondagem Horizontal no Estrato Siltito Barro Branco.



Figura 5.3 – Embalagem dos Testemunhos.

A Carbonífera Metropolitana S/A disponibilizou três pilares no painel de lavra do conjunto mecanizado cinco (CM – 05) para desenvolver a sondagem horizontal dos três furos que fundamentam essa dissertação. Localizados no Painel de Lavra 9 – Eixo No. 17 (ver figura 5.4), os pilares foram chamados de $P1$, $P2$, e $P3$ e encontram-se entre as galerias 4, 5, 6 e 7 do travessão 11 (quadro 5.1), sendo apresentadas todas suas medidas nas figuras 5.5, 5.6 e 5.7. Os três furos de sonda de 6 m de comprimento (um furo em cada pilar) foram realizados especificamente no estrato siltito Barro Branco na camada de carvão Barro Branco, como foi mostrado na figura 5.2.

Quadro 5.1 – Localização dos Furos de Sonda no Painel de Lavra 9 – Eixo 17

Pilar (P)	Furo de sonda (F)	Galeria (G)	Travessão (T)
1	1	4/5	11
2	2	5/6	11
3	3	6/7	11

A recuperação de testemunho obtida nos três furos de sonda está apresentada na tabela 5.1. As medidas *in situ* foram feitas com trena (precisão: 1mm) e no laboratório foi usado paquímetro (precisão:0,01 mm). As recuperações alcançadas: $F1-98,55\%$, $F2-97,32\%$ e $F3-100\%$, mostram a excelência da operação de sondagem, o que significa equipamento e ferramentas adequados e operadores bem treinados.

Tabela 5.1 – Recuperação de Testemunho

Furo	De: (m)	Até: (m)	Avanço do barrilete (m)	Recuperação medida <i>in situ</i> (m)	Recuperação medida em laboratório (m)
1	0,00	0,50	0,50	0,45	0,415
	0,50	1,85	1,35	1,35	1,348
	1,85	2,95	1,10	1,10	1,100
	2,95	6,00	3,05	3,03	3,050
		Total	6,00	5,93	5,913
	Recuperação de testemunho				98,55%
2	0,00	0,70	0,70	0,70	0,615
	0,70	3,50	2,80	2,80	2,734
	3,50	6,00	2,50	2,50	2,490
		Total	6,00	6,00	5,839
	Recuperação de testemunho				97,32%
3	0,00	3,10	3,10	3,10	3,100
	3,10	6,10	3,00	3,00	3,015
		Total	6,10	6,10	6,115
	Recuperação de testemunho				100%

FONTE: Boletim Diário de Sondagem da Mina Esperanca

5.1.2 Análise dos Testemunhos da Sondagem

A rocha testemunhada é a mesma nos três furos: siltito maciço (*SM*). Os pedaços de testemunho obtidos em cada um dos furos de sonda são apresentados nos três perfis geotécnicos na figura 5.12.

Para descrever qualitativamente os testemunhos foram observadas as recomendações de Barton (1978) no que diz respeito a fraturas:

- i) quando o testemunho está altamente fragmentado, o comprimento representado por tais fragmentos é estimado pela montagem dos pedaços e a avaliação do comprimento de testemunho que estes pedaços parecem representar. É o caso dos pedaços obtidos no início dos furos 1, 2 e 3 (ver figura 5.8);
- ii) fraturas artificiais no testemunho resultantes de manuseio descuidado ou originadas na operação de sondagem não devem ser consideradas somente quando podem ser claramente distinguidas das descontinuidades naturais. Os pedaços quebrados (*fresh broken pieces*) devem ser acoplados e contados como um único pedaço desde

que esse pedaço cumpra o requisito de ser maior que 10 cm. (Esta recomendação foi aplicada nos pontos em que ocorreu a manobra do barrilete cheio: *FAB* - Fratura Artificial provocada pelo Barrilete.

- iii) pedaços muito pequenos resultantes de juntas muito próximas, microfalhas ou intemperismos não devem ser considerados.
- iv) material que é obviamente mais fraco do que a rocha matriz (material estranho) não deve ser considerado ainda que se apresente como um pedaço inteiro com 10 cm ou maior de comprimento.

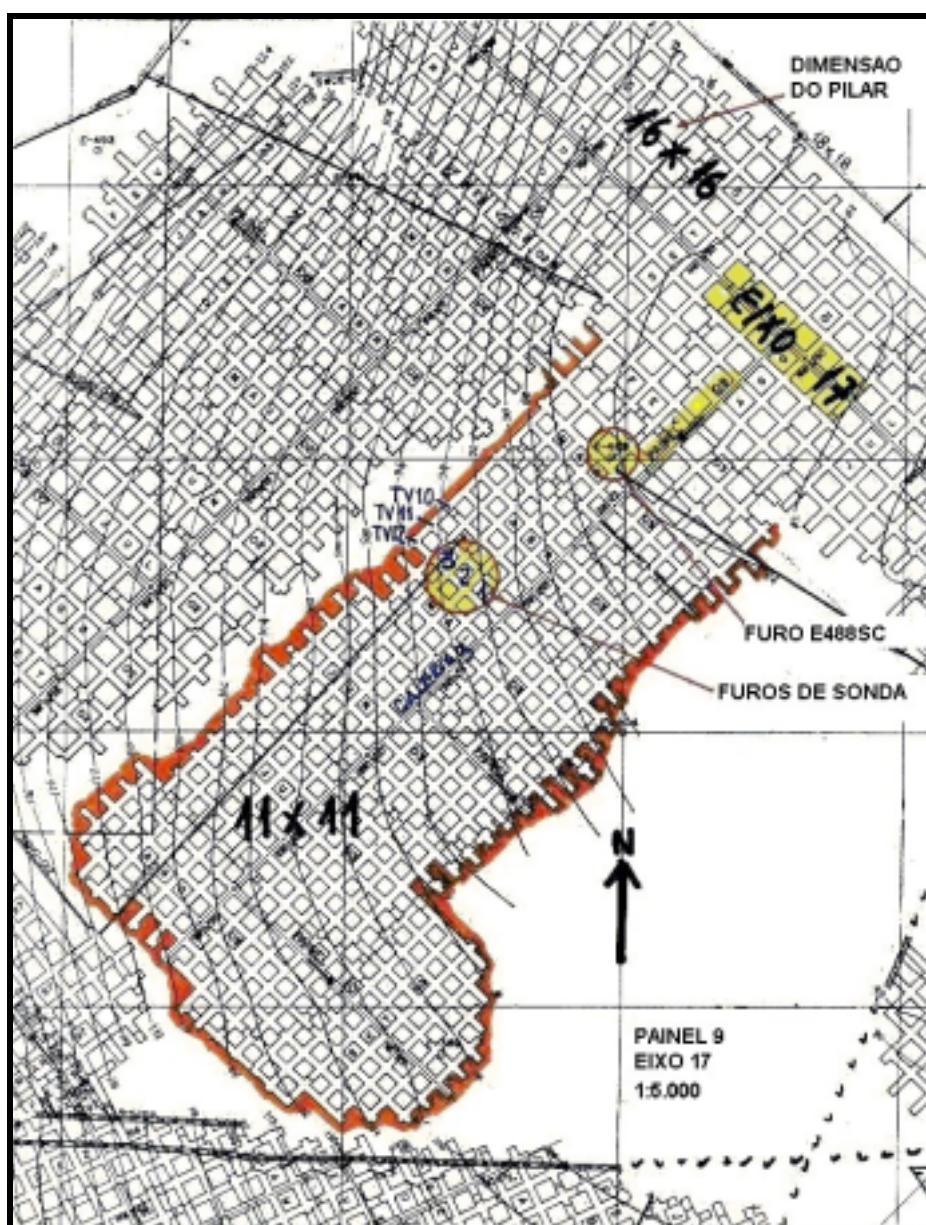


Figura 5.4 – Painel de Lavra N.º 9 (Carbonífera Metropolitana S/A).

Figura 5.5 – Medidas do Pilar 1.

Área entre os quatro lados das galerias: $(17 \text{ m})^2 = 289 \text{ m}^2$	
Área do pilar projetado: $(11 \text{ m})^2 = 121 \text{ m}^2$	(100%)
Área das galerias: $184,28 \text{ m}^2$	
Área do pilar 1: $(289-184,28) \text{ m}^2 = 104,72 \text{ m}^2 \cong (10,23 \text{ m})^2$	(~87%)

A lavra do carvão individualizou um pilar com área 13% menor que o projeto.

Figura 5.6 – Medidas do Pilar 2.

Área entre os quatro lados das galerias: $(17 \text{ m})^2 = 289 \text{ m}^2$	
Área do pilar projetado: $(11 \text{ m})^2 = 121 \text{ m}^2$	(100%)
Área das galerias: $185,48 \text{ m}^2$	
Área do pilar 2: $(289-185,48) \text{ m}^2 = 103,52 \text{ m}^2 \cong (10,17 \text{ m})^2$	(~86%)

A lavra do carvão individualizou um pilar com área 14% menor que o projeto.

Figura 5.7 – Medidas do Pilar 3.

Área entre os quatro lados das galerias: $(17 \text{ m})^2 = 289 \text{ m}^2$	
Área do pilar projetado: $(11 \text{ m})^2 = 121 \text{ m}^2$	(100%)
Área das galerias: $178,23 \text{ m}^2$	
Área do pilar 3: $(289-178,23) \text{ m}^2 = 110,77 \text{ m}^2 \cong (10,52 \text{ m})^2$	(~92%)

A lavra do carvão individualizou um pilar com área 8% menor que o projeto

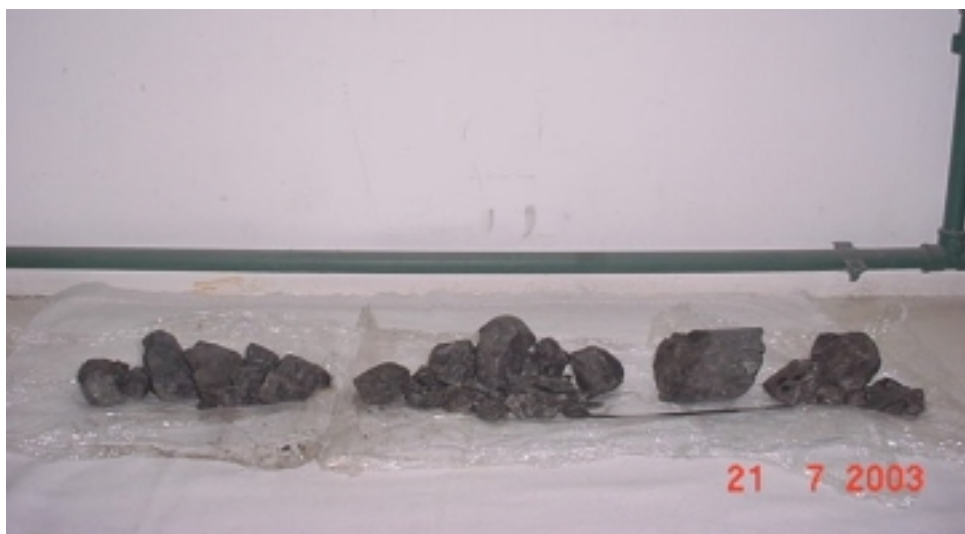


Figura 5.8 – Rocha Fragmentada nos primeiros 42 cm do Pilar 3.

Na descrição qualitativa dos testemunhos feita nessa dissertação foram observados dois tipos de fraturas nas três colunas de testemunhos:

- i) fraturas naturais (*FN*) indicativas da resistência do maciço rochoso que, admite-se, é tanto menor quanto mais fraturado se apresenta a coluna de testemunhos da sondagem. São descontinuidades genéticas do estrato devidas à compressão (juntas – figura 5.9), concreções minerais (pirita – figura 5.10) e fragmentos orgânicos (fosséis – figura 5.11) próprios da rocha;
- ii) fraturas artificiais (*FA*) devidas ao manuseio sem cuidado dos testemunhos, manobras de barrilete e, principalmente, aquelas criadas pela onda de choque (sísmica) das detonações.

Inicialmente, o *RQD* foi calculado para trechos de aproximadamente 1 m da coluna total de sondagem (comprimento furado). A tabela 5.2 mostra os valores de *RQD* para os pilares 1, 2 e 3 nos trechos selecionados e a figura 5.13(a)(b)(c), seus respectivos gráficos ilustrativos.



Figura 5.9 – Fratura Natural com *Slickenside* do Pedaco 23 do Pilar 2.



Figura 5.10 – Concreções de Pirita do Pedaco 20 do Pilar 1.



Figura 5.11 – Fratura Natural (com Fóssil no Plano da Fratura) do Pedaco 13 do Pilar 3.

FURO 1**FURO 2****FURO 3**

Figura 5.12 – Perfil das Sondagens

Tabela 5.2 – Determinação do *RQD* para os Pilares 1, 2 e 3

Trechos (cm)		Nº de Fraturas > 10cm	Soma ⁽¹⁾ de pedaços > 10cm	<i>RQD</i> dos trechos (%)	<i>RQD</i> acumulado (%)
Simples	Acumulado				
89,1	89,1	2	32,8	36,81	36,81
101,4	190,5	3	94,0	92,70	66,56
93,5	284,0	3	93,5	100	77,57
85,0	369,0	1	85,0	100	82,74
114,0	483,0	3	114,0	100	86,81
117,0	600,0	3	117,0	100	89,38
600,0		15	536,3		
95,9	95,9	2	36,0	37,54	37,54
112,5	208,4	4	112,5	100	61,90
91,0	299,4	2	91,0	100	73,48
128,1	427,5	2	121,5	94,85	79,88
67,5	495,0	2	63,0	93,33	81,72
104,0	599,0	2	104,0	100	84,89
600,0		14	528,0		
98,0	98,0	2	56,0	57,14	57,14
120,5	218,5	4	113,0	93,78	77,35
51,0	269,5	1	41,5	81,37	78,11
95,5	365,0	1	95,5	100	83,84
103,0	468,0	2	103,0	100	87,39
143,5	611,5	4	143,5	100	90,35
611,5		14	552,5		

(1) não considera a fratura produzida pela manobra do barrilete (*FAB*)

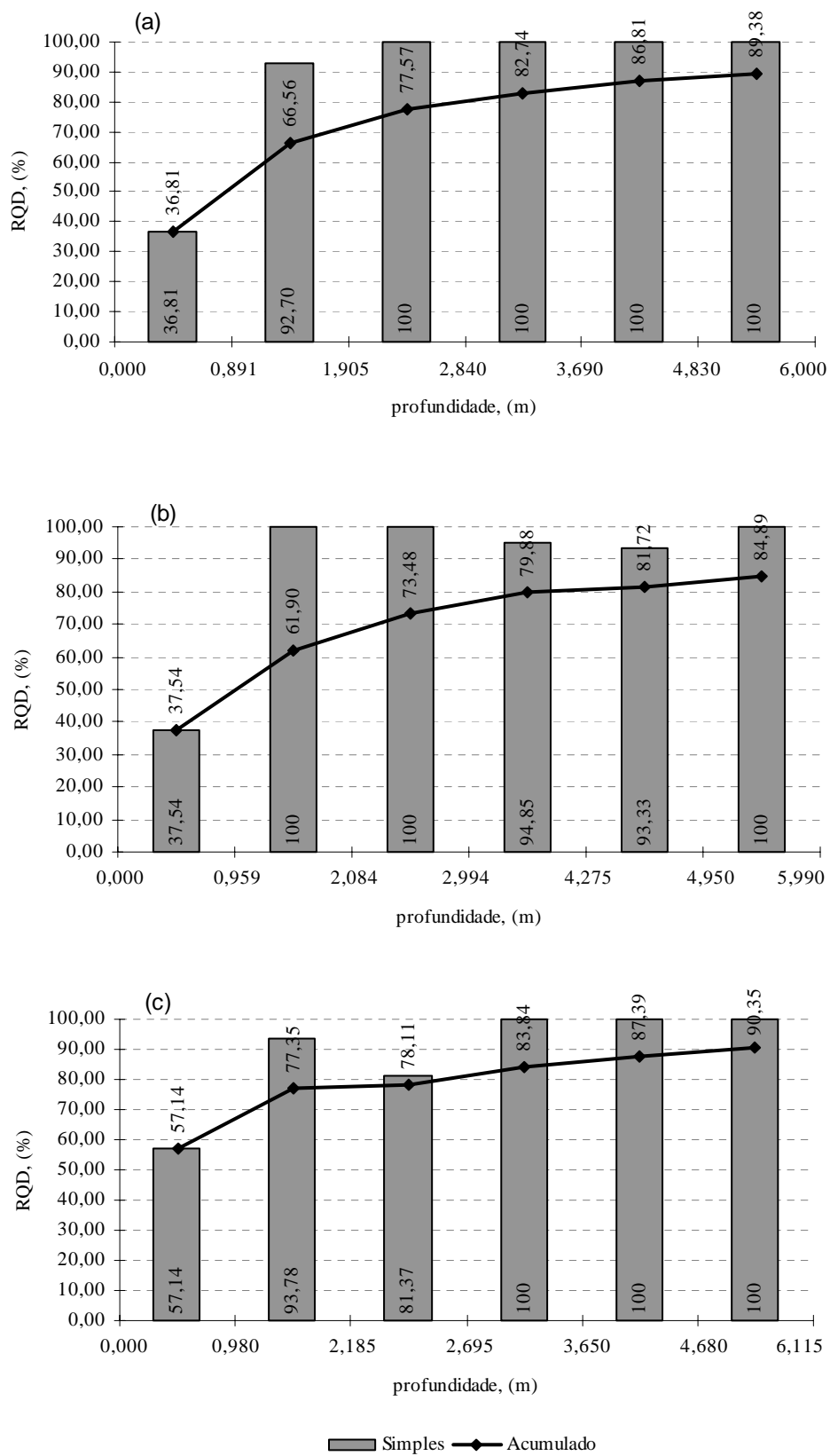


Figura 5.13 – Comportamento do *RQD* pela Profundidade. (a) Furo 1, (b) Furo 2, (c) Furo 3.

5.1.3 Danos nos Pilares

Os gráficos anteriores, nos quais aparece uma tendência crescente do valor do *RQD*, não são adequados para uma análise cuidadosa do dano no pilar. No cálculo desse índice (os que foram mostrados na tabela 5.2), entram todos os pedaços de testemunho maiores de 10 cm, sem considerar como foram formados: se por fraturas artificiais (*FA* - provocadas pelo explosivo) ou por fraturas naturais (*FN*) reativadas pela detonação (fraturas genéticas do maciço que são reativadas pela onda sísmica).

Considerando o que foi dito até agora, retoma-se o estudo dos danos no pilar examinando-se detalhadamente os tamanhos de testemunho da sondagem procurando-se definir trechos nos quais ocorrem fraturas artificiais (*FA*) (fragmentação da rocha provocada pela onda sísmica da detonação).

Para fazer essa análise adotou-se a seguinte metodologia:

- i) exame visual dos pedaços de testemunho da sondagem;
- ii) definição de trechos para análise de acordo com o padrão dos tamanhos dos pedaços;
- iii) cálculo da média dos tamanhos dos pedaços de testemunho em cada trecho;
- iv) identificação do padrão das fraturas naturais (*FN*) no fundo do furo a partir do valor médio dos tamanhos dos pedaços de testemunho;
- v) estabelecimento de uma hipótese para as fraturas naturais (*FN*) dos trechos intermediários a partir do padrão das fraturas naturais (*FN*) do fundo do furo;
- vi) determinação das zonas do dano e cálculo do *RQD*.

▪ **Pilar No. 1**

A figura 5.14 detalha e identifica 25 pedaços de testemunho. Existe uma área muito fragmentada entre 0,000 e 0,250 m onde a rocha fica em pedaços muito pequenos ($\cong < 3,0$ cm). Seu tamanho é representado pela somatória dos fragmentos conforme recomendação de Barton (1978), resultando nas medidas estimadas de 13 e 12 cm. Os pedaços de testemunho que se encontram sob a identificação *FAB* foram quebrados pela manobra da furação durante o avanço do barrilete no furo, sendo essa uma fratura artificial produzida pelo barrilete cheio de testemunho.

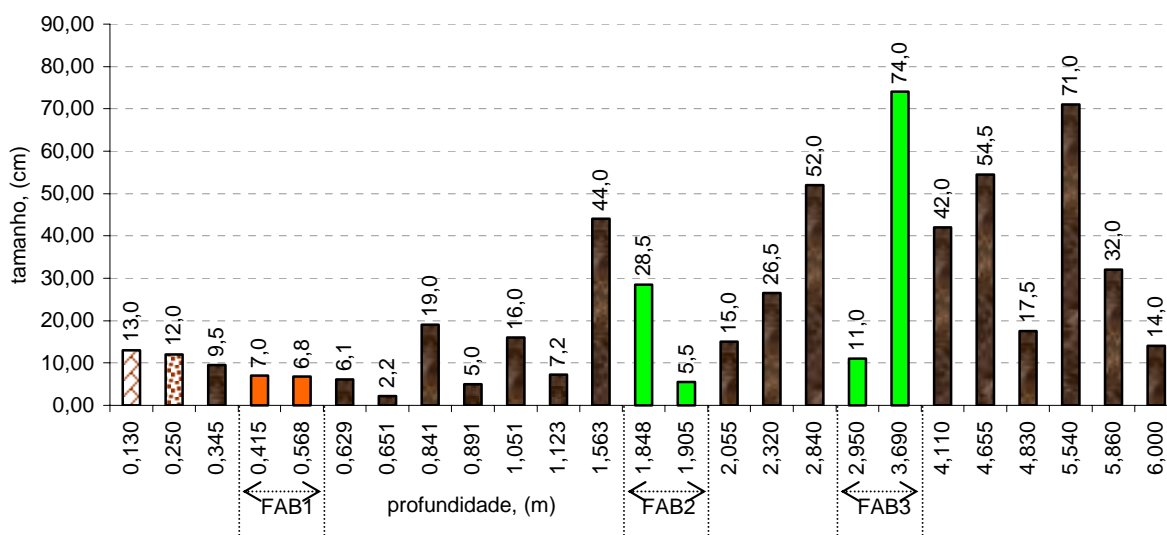


Figura 5.14 – Tamanho dos Pedaços do Testemunho no Furo 1.

A figura 5.14 que apresentava 25 pedaços de testemunho, agora têm 23 pedaços conforme se observa na figura 5.15 onde foram desconsideradas as *FAB₂* e *FAB₃* (somados os pedaços) porque são fraturas que não indicam a fraqueza da rocha e sim manobras da furação. Foi mantida a *FAB₁* que está muito próxima da área fragmentada, onde a manobra barrilete-cheio não deve ter provocado nenhuma ruptura de testemunho.

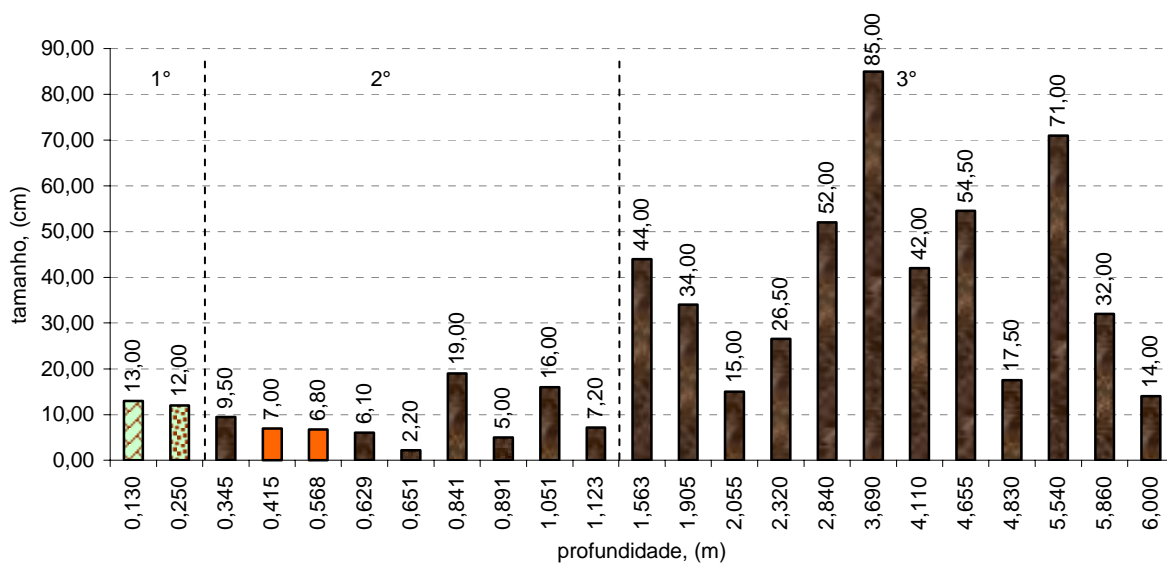


Figura 5.15 – Tamanho dos Pedacos do Testemunho no Furo 1 desconsiderando as Fraturas produzidas pela Manobra do Barrilete (*FAB*).

A seguir apresenta-se um análise por trechos identificados pelos tamanhos dos pedaços dos testemunhos:

1º trecho: (0,000 a 0,250 m inclusive)

Nesse trecho, existem pedaços muito pequenos (não foram medidos individualmente) e a fragmentação representa as fraturas artificiais (*FA*) provocadas pela detonação antes da sondagem.

2º trecho: (0,250 a 1,123 m inclusive)

Número de pedaços: 9 = 7 + 2 maiores que 10 cm.

Comprimento de testemunhos: 78,80 cm.

Tamanho médio dos pedaços: 8,76 cm \pm 5,07 cm.

No 2º trecho, o fraturamento da rocha representado nos testemunhos da sondagem é devido ao explosivo (*FA*) e à fraturas reativadas pela detonação (*FN*).

3° trecho: (1,123 a 6,000 m)

Número de pedaços: 12, todos maiores que 10 cm.

Comprimento dos testemunhos: 487,50 cm.

Tamanho médio dos pedaços: 40,63 cm \pm 21,30 cm.

No 3° trecho, o fraturamento da coluna de testemunhos é devido unicamente à fraturas reativadas pela detonação (*FN*).

A observação que foi feita para o 3° trecho -somente *FN* - representa a hipótese de trabalho que vamos adotar nessa análise:

“O 3° trecho -a parte mais próxima do núcleo do pilar- representa o fraturamento pré-existente no maciço e o padrão de fraturamento dos outros dois trechos foi alterado pela lavra com o desmonte feito com explosivo”

A hipótese foi formulada dessa maneira porque o padrão de fraturamento do 3° trecho é equivalente a $RQD = 100$. Ainda assim, a hipótese deve se restringir ao pilar sondado e pode, ou não, ser confirmada nos outros dois pilares.

Admitida a hipótese, pode-se prosseguir afirmando-se que o dano no pilar estendeu-se até o trecho em que cessaram as fraturas artificiais (*FA*). Considerando-se ainda, o tamanho dos pedaços de testemunhos, o alcance do dano provocado pela detonação com explosivo no pilar 1 pode ser classificado em duas zonas, sendo apresentados seus valores de RQD na tabela 5.3 e na figura 5.16.

- (i) 0,000 a 0,250 m - rocha altamente fragmentada pela onda sísmica da detonação (pedaços pequenos menores que 3 cm), $RQD = 0$;
- (ii) 0,250 a 1,123 m - nesta zona temos 9 pedaços e 10 fraturas e duas delas podem ser naturais, então:

$$\frac{(1,123 - 0,250)m}{0,4063m} = 2,15 \cong 2FN, \text{ restando } 8 \text{ } FA \text{ provocadas pelo explosivo.}$$

Nesse cálculo, o divisor é o tamanho médio dos pedaços de testemunho do núcleo intacto.

$$RQD = 40,09\% \text{ e } I_{FA} = \frac{8FA}{(1,123 - 0,250)m} \cong 9,2 FA/m$$

onde,

I_{FA} = índice de fraturas artificiais por metro.

No 3º trecho (1,123 a 6,000 m), somente existem *FN* reativadas pela onda sísmica da detonação (média dos pedaços de 40,63 cm).

Tabela 5.3 – Alcance do Dano no Pilar 1

Alcance do dano (cm)		Soma de pedaços > 10cm (cm)		<i>RQD</i> dos trechos (%)	<i>RQD</i> acumulado (%)
Simples	Acumulado	Simples	Acumulado		
25,0	25,0	0	0	0	
87,3	112,3	35,0	35,0	40,09	31,17
487,7	600,0	487,5	522,5	99,96	87,08

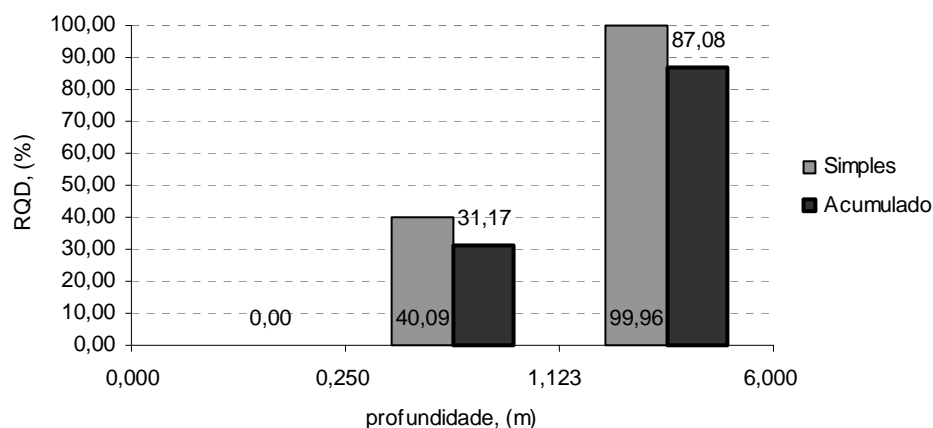


Figura 5.16 – *RQD* do Pilar 1.

▪ **Pilar no. 2**

A figura 5.17 detalha e identifica 24 pedaços de testemunho. Existe uma área muito fragmentada entre 0,000 e 0,230 m onde a rocha fica em pedaços muito pequenos ($\cong < 3,0$ cm). Seu tamanho é representado pela somatória dos fragmentos conforme recomendação de Barton (1978), resultando nas medidas estimadas de 18 e 5 centímetros.

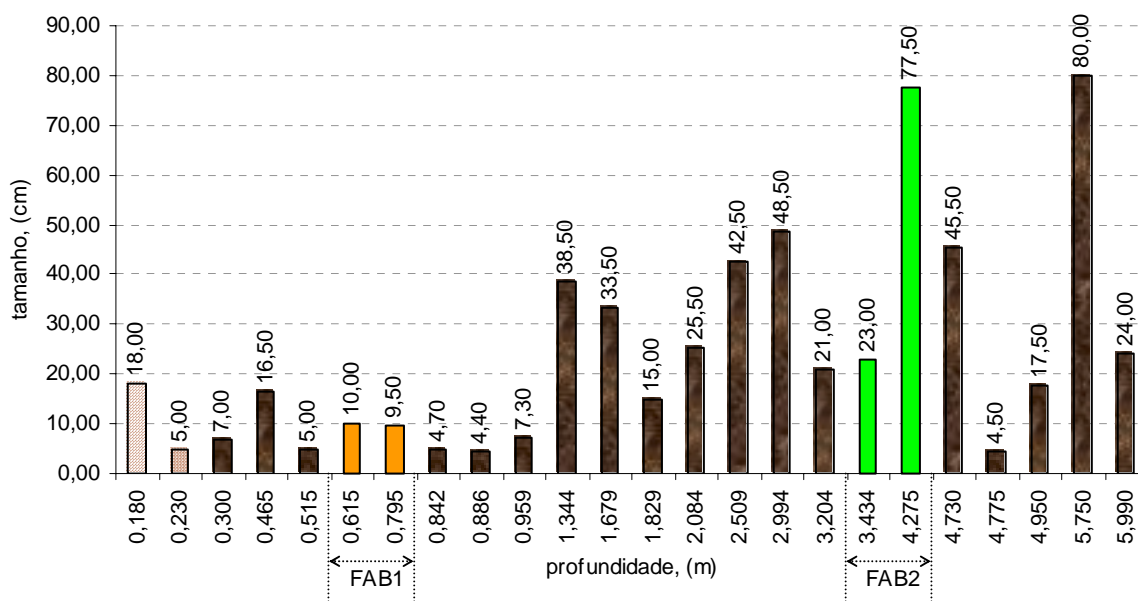


Figura 5.17 – Tamanho dos Pedaços do Testemunho no Furo 2.

A figura 5.17 que apresentava 24 pedaços de testemunho, agora têm 23 pedaços conforme se observa na figura 5.18 onde foi desconsiderada a FAB_2 (somados os pedaços) porque é uma fratura que não indica a fraqueza da rocha e sim a manobra da furação. Foi mantida a FAB_1 que está muito próxima da área fragmentada e a manobra barrilete-cheio não deve ter provocado nenhuma ruptura de testemunho.

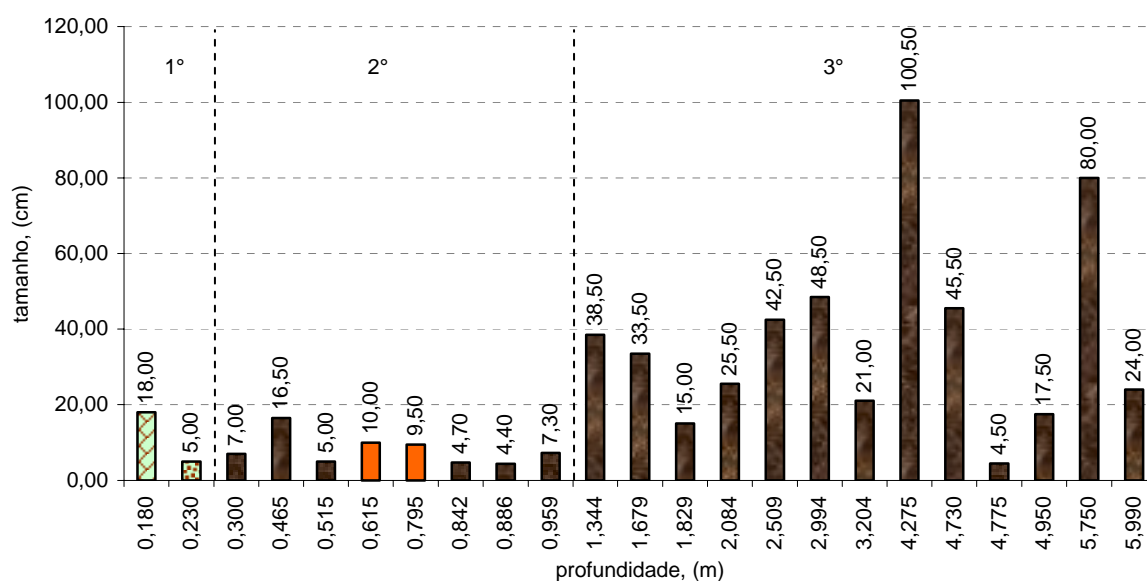


Figura 5.18 – Tamanho dos Pedacos do Testemunho no Furo 2 desconsiderando as Fraturas produzidas pela Manobra do Barrilete (*FAB*).

A seguir apresenta-se um análise por trechos identificados pelos tamanhos dos pedaços dos testemunhos:

1º trecho: (0,000 a 0,230 m inclusive)

Nesse trecho, existem pedaços muito pequenos (não foram medidos individualmente) e a fragmentação representa as fraturas artificiais (*FA*) provocadas pela detonação antes da sondagem.

2º trecho: (0,230 a 0,959 m inclusive)

Número de pedaços: 8 = 6 + 2 maiores que 10 cm.

Comprimento de testemunhos: 64,40 cm.

Tamanho médio dos pedaços: 8,05 cm ± 3,76 cm.

No 2º trecho, o fraturamento da rocha representado nos testemunhos da sondagem é devido ao explosivo (*FA*) e à fraturas reativadas pela detonação (*FN*).

3° trecho: (0,959 a 6,000 m)

Número de pedaços: 13 = 12 + 1 menor que 10 cm.

Comprimento de testemunhos: 496,50 cm.

Tamanho médio dos pedaços: 38,19 cm ± 25,70 cm.

No 3° trecho, o fraturamento da coluna de testemunhos é devido unicamente à fraturas reativadas pela detonação (*FN*).

Fazendo uso da hipótese formulada no pilar 1, podemos pesquisar o alcance do dano provocado pela detonação com explosivo no pilar 2: o dano pode ser classificado em duas zonas, sendo apresentados seus valores de *RQD* na tabela 5.4 e na figura 5.19.

- (i) 0,000 a 0,230 m - rocha altamente fragmentada pela onda sísmica da detonação (pedaços pequenos menores que 3 cm), *RQD* = 0;
- (ii) 0,230 a 0,959 m - nesta zona temos 8 pedaços e 9 fraturas e duas delas podem ser naturais, então:

$$\frac{(0,959 - 0,230)m}{0,3819m} = 1,91 \cong 2FN, \text{ restando } 7 FA \text{ provocadas pelo explosivo.}$$

$$RQD = 36,35\% \text{ e } I_{FA} = \frac{7FA}{(0,959 - 0,230)m} \cong 9,6FA/m$$

No 3° trecho (0,959 a 6,000 m), somente existem *FN* reativadas pela onda sísmica da detonação (média dos pedaços de 38,19 cm).

Tabela 5.4 – Alcance do Dano no Pilar 2

Alcance do dano (cm)		Soma de pedaços > 10cm (cm)		<i>RQD</i> dos trechos (%)	<i>RQD</i> acumulado (%)
Simples	Acumulado	Simples	Acumulado		
23,0	23,0	0	0	0	0
72,9	95,9	26,5	26,5	36,35	27,63
503,1	599,0	492,0	518,5	97,79	86,56

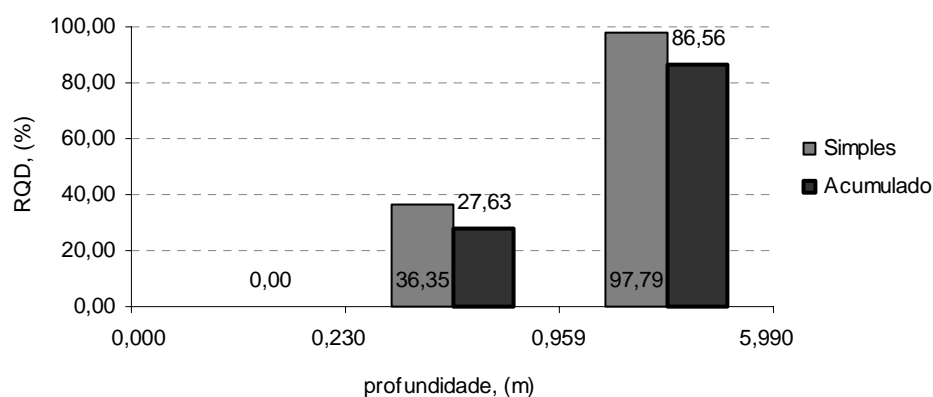


Figura 5.19 – RQD do Pilar 2.

▪ Pilar no. 3

A figura 5.20 detalha e identifica 21 pedaços de testemunho. Existe uma área muito fragmentada entre 0,000 e 0,420 m onde a rocha está muito fraturada em pedaços muito pequenos ($\cong < 3,0$ cm). Seu tamanho é representado pela somatória dos fragmentos conforme recomendação de Barton (1978), resultando nas medidas estimadas de 14, 15, e 6,5 centímetros.

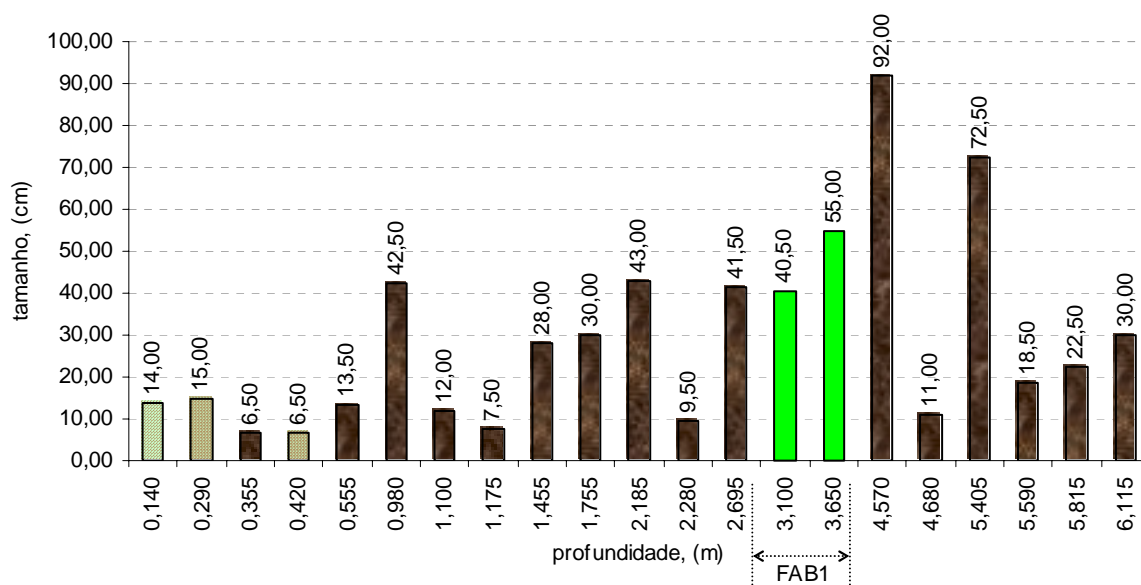


Figura 5.20 – Tamanho dos Pedacos do Testemunho no Furo 3.

A figura 5.20 que apresentava 21 pedaços de testemunho, agora têm 20 pedaços conforme se observa na figura 5.21 onde foi desconsiderada a FAB_1 (somados os pedaços) porque é uma fratura que não indica a fraqueza da rocha e sim a manobra da furação.

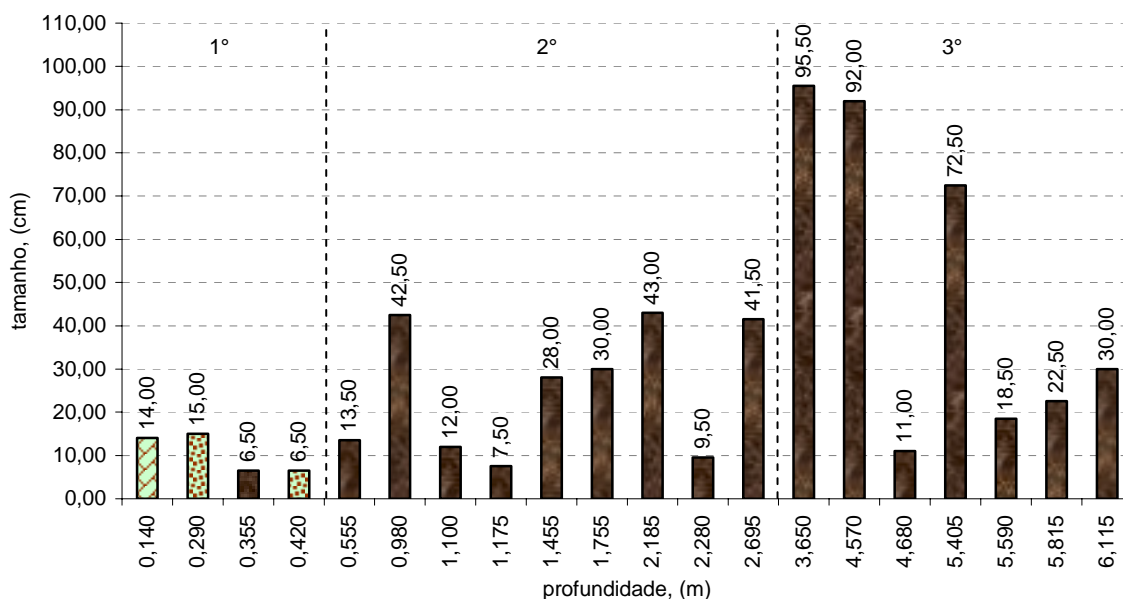


Figura 5.21 – Tamanho dos Pedaços do Testemunho no Furo 3 desconsiderando as Fraturas produzidas pela Manobra do Barrilete (FAB).

A seguir apresenta-se um análise por trechos identificados pelos tamanhos dos pedaços dos testemunhos:

1º trecho: (0,000 a 0,420 m inclusive)

Nesse trecho, existem pedaços muito pequenos (não foram medidos individualmente) e a fragmentação representa as fraturas artificiais (FA) provocadas pela detonação antes da sondagem.

2º trecho: (0,420 a 2,695 m inclusive)

Número de pedaços: 9 = 7 + 2 menores que 10 cm.

Comprimento de testemunhos: 210,50 cm.

Tamanho médio dos pedaços: 25,28 cm \pm 14,08 cm.

No 2° trecho, o fraturamento da rocha representado nos testemunhos da sondagem é devido ao explosivo (FA) e à fraturas reativadas pela detonação (FN).

3° trecho: (2,695 a 6,115 m)

Número de pedaços: 7 todos maiores que 10 cm.

Comprimento de testemunhos: 342,00 cm.

Tamanho médio dos pedaços: 48,86 cm \pm 33,81 cm.

No 3° trecho, o fraturamento da coluna de testemunhos é devido unicamente à fraturas reativadas pela detonação (FN).

Fazendo uso da hipótese formulada no pilar no. 1, podemos pesquisar o alcance do dano provocado pela detonação com explosivo no pilar 3: o dano pode ser classificado em duas zonas, sendo apresentados seus valores de RQD na tabela 5.5 e na figura 5.22.

- (i) 0,000 a 0,420 m - rocha altamente fragmentada pela onda sísmica da detonação (pedaços pequenos menores que 3 cm), $RQD = 0$;
- (ii) 0,420 a 2,695 m - nesta zona temos 9 pedaços e 10 fraturas e 5 delas podem ser naturais, então:

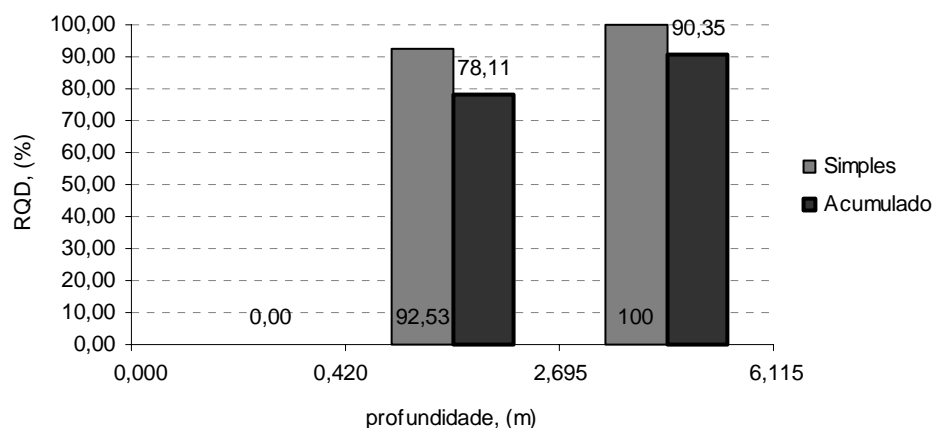
$$\frac{(2,695 - 0,420)m}{0,4886m} = 4,7 \cong 5FN, \text{ restando } 5 FA \text{ provocadas pelo explosivo.}$$

$$RQD = 92,53\% \text{ e } I_{FA} = \frac{5FA}{(2,695 - 0,420)m} \cong 2,2 FA/m$$

No 3° trecho (2,695 a 6,115 m), somente existem FN reativadas pela onda sísmica da detonação (média dos pedaços de 48,86 cm).

Tabela 5.5 – Alcance do Dano no Pilar 3

Alcance do dano (cm)		Soma de pedaços > 10cm (cm)		<i>RQD</i> dos trechos (%)	<i>RQD</i> acumulado (%)
Simples	Acumulado	Simples	Acumulado		
42,0	42,0	0	0	0	0
227,5	269,5	210,5	210,5	92,53	78,11
342,0	611,5	342,0	552,5	100	90,35

Figura 5.22 – *RQD* do Pilar 3.

O danos nos pilares são provocados pela detonação com explosivo da rafa na lavra da camada de carvão. Os pilares de qualquer tamanho vão sendo criados pela mineração do carvão nas galerias e travessões: as ondas sísmicas, afetam diretamente as quatro faces do pilar fraturando artificialmente a camada de carvão até uma determinada profundidade, objeto de estudo dessa dissertação. O dano no pilar, portanto, deve ser expresso com uma dimensão linear (extensão danificada em profundidade) uma vez que sua configuração como área danificada não representa bem o fenômeno da criação do dano que, no caso, é uma ação na superfície exposta do pilar, isto é, no seu perímetro.

Em termos práticos, trata-se de determinar os danos que acontecem no pilar quando esse é atravessado pelas ondas de choque geradas na detonação da rafa de (6 m × 3 m) continuamente feitas nas suas quatro laterais. Se a fragmentação não atinge toda a largura do pilar, como realmente se verifica, o fenômeno da fragmentação não se relaciona com o pilar como um todo e sim com o perímetro do mesmo.

A tabela 5.6 contém os valores absolutos e relativos que foram obtidos para os danos nos três pilares de carvão estudados nessa dissertação, divididos numa tentativa inicial de classificação do dano de três zonas: alta, média e baixa e uma zona intacta. Para a divisão das zonas, adotou-se o critério mais geral da qualidade da rocha identificada pelo tamanho dos pedaços de testemunho de sondagem, calculando-se dois tipos de índices: índice de fraturas totais por metro (I_{FT}) e o índice de fraturas artificiais por metro (I_{FA}). O índice de fraturas totais é calculado dividindo-se o número total de fraturas por trecho pelo comprimento do trecho. O número total de fraturas de cada trecho é igual ao número de pedaços de testemunhos mais um.

Tabela 5.6 – Extensão Danificada dos Pilares 1, 2 e 3 da Mina Esperança

Medida do dano	Dano Alto		Dano Médio		Dano Baixo		Intacto
Pilar 1: (1/2 lado = 10,230m/2 = 5,115m)							
RQD , (%)	0		40,09		-		99,96
X_p , (m)	0,250	(4,9%)	0,873	(17,1%)	-		3,992 (78,0%)
$X_{p(ac)}$, (m)	0,250	(4,9%)	1,123	(22,0%)	-		5,115 (100%)
I_{FT} (FT/m)	-		11,4		-		2,7
I_{FA} (FA/m)	-		9,2		-		0,0
Pilar 2: (1/2 lado = 10,170m/2 = 5,085m)							
RQD , (%)	0		36,35		-		97,99
X_p , (m)	0,230	(4,5%)	0,729	(14,3%)	-		4,126 (81,2%)
$X_{p(ac)}$, (m)	0,230	(4,5%)	0,959	(18,8%)	-		5,085 (100%)
I_{FT} (FT/m)	-		12,3		-		2,8
I_{FA} (FA/m)	-		9,6		-		0,0
Pilar 3: (1/2 lado = 10,520m/2 = 5,260m)							
RQD , (%)	0		-		92,53		100,0
X_p , (m)	0,420	(8,0%)	-		2,275	(43,3%)	2,565 (48,8%)
$X_{p(ac)}$, (m)	0,420	(8,0%)	-		2,695	(51,2%)	5,260 (100%)
I_{FT} (FT/m)	-		-		4,4		2,3
I_{FA} (FA/m)	-		-		2,2		0,0

% = $\left(\frac{X_{p(ac)}}{L} \right) \times 100$ = valor acumulado da extensão danificada (X_p); I_{FT} e I_{FA} = índice de fraturas totais e artificiais por metro; % = (largura da zona/1/2 lado do pilar) $\times 100$.

5.2 ENSAIO DE CARGA PONTUAL

O ensaio de carga pontual segundo Broch e Franklin (1972) tem como proposta estimar a resistência de amostras de rocha a partir da medida do índice de carga pontual obtido diretamente quando a amostra é submetida a uma carga entre duas ponteiros de aço. O tipo de amostra pode ser um corpo de prova (*CP*) de forma regular e cilíndrico obtido de testemunho de sondagem ou uma amostra irregular coletada no local de trabalho. Nessa dissertação, a amostra será um corpo cilíndrico com diâmetro mínimo NX (54 mm), que medido nos *CP* mostraram estar situado no intervalo de 54 a 54,54 mm.

Esse tipo de ensaio foi introduzido no estudo como uma possível técnica para determinar os danos produzidos pela detonação com explosivos nos pilares de carvão da mina. Os danos nos três pilares, já descritos na seção 5.1, poderão ser conhecidos fazendo-se ensaios nos *CP* extraídos dos testemunhos recuperados na sondagem horizontal.

Os resultados dos ensaios estarão precedidos da descrição do equipamento e dos procedimentos dos ensaio em laboratório conforme sugere Broch e Franklin (1972).

5.2.1 Equipamento e Procedimento do Ensaio

O equipamento de carga pontual usado no laboratório têm capacidade máxima de 600 kgf/cm^2 e precisão de $0,5 \text{ kgf/cm}^2$, ponteiros cônicas com uma esfera de aço de diâmetro aproximado de 8,5 mm fixada na ponta.

Diferentemente do *RQD*, o ensaio de carga pontual destrói o testemunho utilizado. De cada furo, foram selecionados e preparados os *CP* em trechos mais ou menos regulares de 30 cm ao longo da profundidade total do furo, conseguindo-se um total de 23, 17 e 17 *CP* respectivamente por furo, sendo identificados da maneira como está apresentado no quadro 5.2. Desde a data da recuperação dos

testemunhos até o momento do ensaio, foram tomados os cuidados necessários para que tanto o testemunho total (profundidade total recuperada) e os *CP* mantivessem as condições de saturação *in situ*.

Quadro 5.2 – Seleção dos *CP* no Furo de Sonda para o Ensaio de Carga Pontual

Pilar	Furo de sonda	Quantidade de <i>CP</i>	Identificação do <i>CP</i>
1	1	23	11, 21, 22, 24, 26, 29, 31, 34, 38, 39, 43, 44, 48, 49, 50, 58, 59, 60, 63, 64, 75, 77, 78.
2	2	17	1, 2, 7, 11, 15, 21, 23, 26, 27, 30, 34, 37, 41, 46, 50, 52, 54.
3	3	17	2, 6, 7, 9, 12, 15, 17, 20, 22, 25, 30, 32, 38, 39, 41, 42, 45.

Para este tipo de ensaio (ensaio diametral de carga pontual), segundo Broch e Franklin (1972), verificou-se que a partir de $(L/d = 0,5 = 1/2)$, isto é, $(L = d/2)$ o valor do índice de resistência é independente do comprimento do corpo de prova para rochas isotrópicas. Quando se estiver ensaiando *CP* altamente anisotrópicos (folhelhos, arenitos laminados), o comprimento do *CP* provavelmente terá alguma influência nos resultados de resistência mesmo que o comprimento seja maior que o diâmetro. Nesse caso, o ensaio deve ser feito aplicando-se a carga a um $(L = 0,7 \cdot d)$ para desvinculá-lo da anisotropia. Nesse caso, o comprimento mínimo do *CP* deverá ser $(2 \times 0,7 \cdot d = 1,4 \cdot d)$ e L é o ponto de aplicação da carga medida a partir de uma das bordas do *CP*.

Considerando-se que o siltito maciço (*SM*) é uma rocha fracamente anisotrópica, não apresenta foliação nem xistosidade, o ensaio de carga pontual no *SM*, segundo Broch e Franklin (1972), pode ser feito em *CP* com as proporções entre comprimento e diâmetro como aquelas utilizadas nessa dissertação:

$$CP \text{ do furo 1:} \quad R = l/d \cong 1/2 \quad \therefore \quad l = 1/2 \cdot d$$

$$CP \text{ dos furos 2 e 3:} \quad R = l/d \cong 1 \quad \therefore \quad l = 1 \cdot d$$

No ensaio pontual, a carga requerida para quebrar o *CP* pode ser diametral ou axial. Para rochas sedimentares, que apresentam planos de sedimentação, Broch e Franklin (1972) destacam que se deve ter cuidado para assegurar que o carregamento esteja rigorosamente ao longo ou perpendicular aos planos de fraqueza da rocha. Isto foi já explicado no capítulo (4), quando se disse, que nas rochas sedimentares os planos de sedimentação representam planos de menor resistência ao longo do qual a rocha se deixa partir facilmente, obtendo-se valores de resistência muito baixos. Por este motivo, nesse estudo fez-se um ensaio diametral com a carga aplicada sempre na direção perpendicular aos planos de sedimentação observado no *CP*.

5.2.2 Planilhas de Cálculos

Nas tabelas 5.7, 5.8 e 5.9, são apresentadas as planilhas com o valor calculado do índice de resistência de carga pontual ($I_{s(50)}$) e a resistência à compressão (C_o) de todos os *CP* usando-se a equação proposta por Brook (1993). Essas tabelas estão acompanhadas da representação gráfica do comportamento de ($I_{s(50)}$) na profundidade do furo nas figuras 5.25, 5.26 e 5.27. Na última coluna de cada tabela está indicado a validade do ensaio relacionado ao tipo de fratura no *CP*. A média e o desvio padrão que aparecem na tabela são representativas de todos os *CP*. Nessa mesma seção será apresentada a média e o desvio padrão calculados somente para os *CP* com tipo de fratura válida.

As seguintes informações dos *CP*, conforme sugere Broch e Franklin (1972), devem acompanhar os resultados dos ensaios:

- i) teor de umidade: não foi medido nos testemunhos de rocha nem nos *CP*. A esse respeito, cuidado foi tomado para manter o teor de umidade das condições *in situ* nos testemunhos até a realização do ensaio em laboratório (ver seção 5.1.1).
- ii) armazenamento: a recuperação dos testemunho na sondagem horizontal foi realizada nas seguinte datas:

Furo no. 1:	27 e 28 de maio de 2003.
Furo no. 2:	29 de maio de 2003.
Furo no. 3:	30 de maio de 2003.

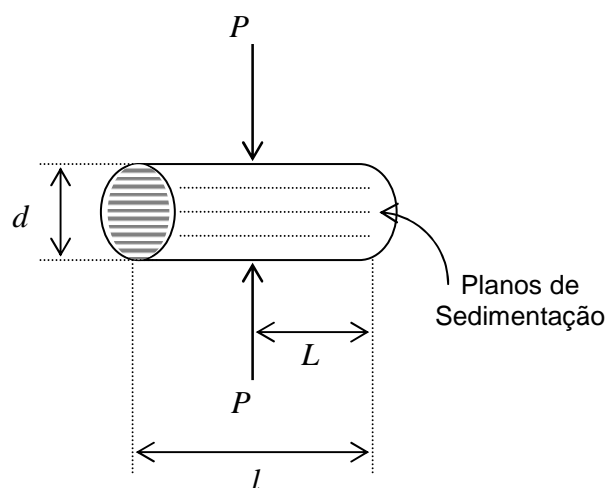
Sendo que em 30, 46 e 55 dias após a sondagem, foram concluídos os ensaios para todos os *CP* nos três furos de sonda.

- iii) orientação e natureza dos planos de fraqueza: não foi possível medir a orientação das discontinuidades no furo e no testemunho já que não se contava com o dispositivo ou instrumentação necessária para isso. Na seção 5.1.2 foram descritos os perfis da rocha nos três furos, onde aparecem os planos de fraqueza.
- iv) orientação do eixo de carga em relação aos planos de sedimentação: foi feito ensaio diametral em sentido perpendicular ao plano de sedimentação presente no *CP*, como se mostra na figura 5.23.

As fraturas nos *CP* foram identificadas em dois tipos básicos: válidas e não válidas. Além disso, foram particularizados detalhes do fraturamento:

- Tipo 1 fratura válida cuja ruptura ocorre segundo a área transversal do *CP*, como se observa na figura 5.24(a). Algumas das fraturas apresentaram no seu plano piritita, juntas de compressão e fósfil.
- Tipo 2 fratura não-válida cuja ruptura não ocorre segundo a área transversal do *CP*, como se observa na figura 5.24(c).
- Tipo 3 fratura não-válida onde a ação das ponteiras do aparelho de ensaio “descasca” o *CP* como se observa na figura 5.24(d).
- Tipo 4 fratura não-válida mas com ruptura num plano de fraqueza devido à presença de piritita, junta ou fósfil como se observa na figura 5.24(b).

(a)

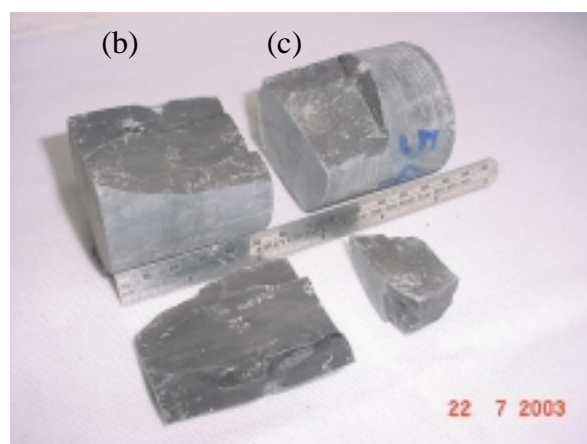
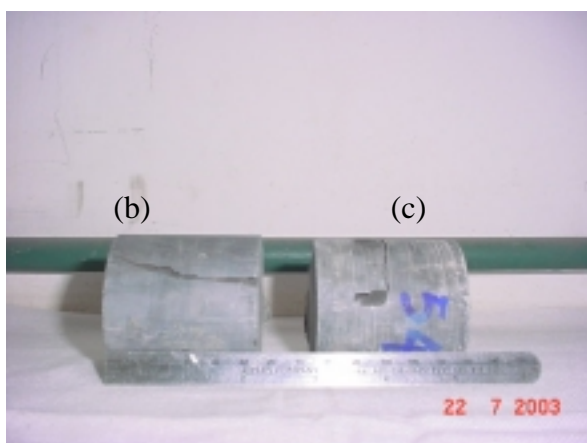
 $P =$ carga $d =$ diâmetro do CP $l =$ comprimento do CP $L =$ localização da carga

(b)



Figura 5.23 – Exemplo da Orientação da Carga num Ensaio Diametral de Carga Pontual em Relação aos Planos de Sedimentação observados no CP. (a) Esquema de Carregamento, (b) Corpo de Prova sendo Ensaiado.

(a)



(d)



Figura 5.24 – (a) Fraturamento do Tipo1, (b) Fraturamento do Tipo 4, (c) Fraturamento do Tipo 2, (d) Fraturamento do Tipo 3.

Tabela 5.7 – Planilha de Cálculo para $I_{S(50)}$ e C_o do Furo 1

CP	X	l	R	Pressão	P	I_s	$I_{S(50)}$	C_o	Fratura Tipo
Nº	(m)	(cm)		(kgf/cm ²)	(kgf)	(kgf/cm ²)	(MPa)	(MPa)	
11	0,891	2,6	0,5	25,0	283,50	9,5307	0,9716	21,3762	2
21	1,410	3,0	0,6	25,0	283,50	9,5307	0,9716	21,3762	2
22	1,440	2,8	0,5	35,0	396,90	13,3429	1,3603	29,9267	1
24	1,503	3,0	0,6	45,0	510,30	17,1552	1,7490	38,4772	1
26	1,557	3,0	0,6	25,0	283,50	9,5307	0,9716	21,3762	2
29	1,940	3,0	0,6	25,0	283,50	9,5307	0,9716	21,3762	2
31	2,000	2,9	0,5	41,0	464,94	15,6303	1,5935	35,0570	1
34	2,220	3,0	0,6	41,0	464,94	15,6303	1,5935	35,0570	1
38	2,350	3,1	0,6	45,0	510,30	17,1552	1,7490	38,4772	1
39	2,380	2,9	0,5	45,0	510,30	17,1552	1,7490	38,4772	1
43	2,720	2,9	0,5	25,0	283,50	9,5307	0,9716	21,3762	3 e 4
44	2,750	3,0	0,6	42,0	476,28	16,0115	1,6324	35,9120	4
48	2,870	2,7	0,5	25,0	283,50	9,5307	0,9716	21,3762	3
49	2,900	2,6	0,5	15,0	170,10	5,7184	0,5830	12,8257	3 e 4
50	2,930	3,0	0,6	55,0	623,70	20,9674	2,1376	47,0277	4
58	3,250	2,9	0,5	15,0	170,10	5,7184	0,5830	12,8257	2
59	3,280	2,8	0,5	61,0	691,74	23,2548	2,3708	52,1579	1
60	3,310	2,8	0,5	22,5	255,15	8,5776	0,8745	19,2386	1
63	3,630	2,9	0,5	17,5	198,45	6,6715	0,6802	14,9633	2
64	3,660	2,9	0,5	23,5	266,49	8,9588	0,9133	20,0936	2
75	4,390	3,0	0,6	85,0	963,90	32,4042	3,3036	72,6791	2
77	4,600	2,8	0,5	25,0	283,50	9,5307	0,9716	21,3762	3
78	4,710	4,8	0,9	105,0	1190,70	40,0288	4,0809	89,7801	2
		3,0	0,5				1,4676	32,2874	Média
		0,4	0,1				0,8428	18,5425	Desvio padrão

Nº = Identificação do CP ; X = localização do CP no furo; l = comprimento do CP ; R = razão comprimento/diâmetro do CP ($d = 54,54$ mm); pressão lida no manómetro; P = força de ruptura do CP = pressão multiplicada pela área do pistão do aparelho ($11,34$ cm²); I_s = índice de carga pontual = P/d^2 ; $I_{S(50)}$ = índice corrigido para $d \neq 50$ mm = $F \cdot I_{S(50)} = (54,54/50)^{0,45} \cdot I_{S(50)}$; C_o = resistência à compressão = $22 \cdot I_{S(50)}$.

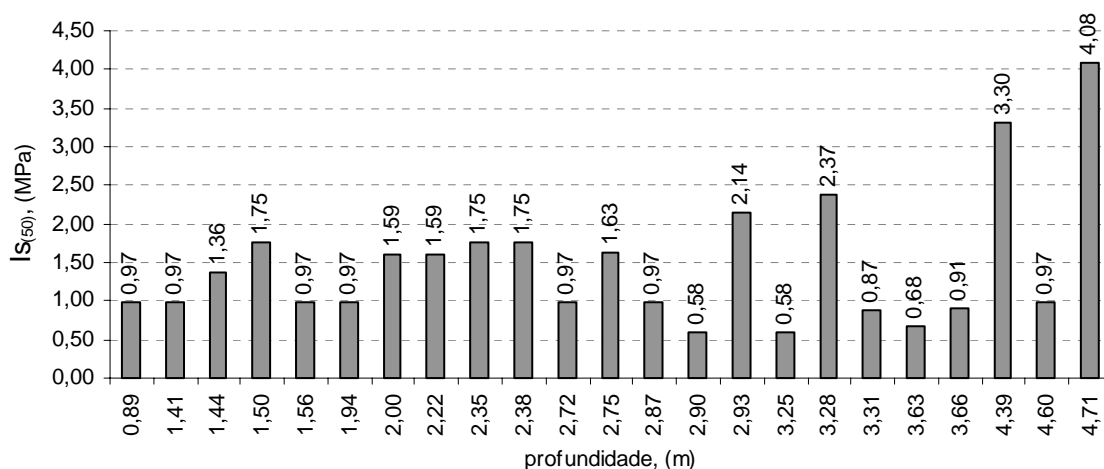
Figura 5.25 – Comportamento de $I_{S(50)}$ pela Profundidade no Furo 1.

Tabela 5.8 – Planilha de Cálculo para $I_{S(50)}$ e C_o do Furo 2

<i>CP</i>	<i>X</i>	<i>l</i>	<i>R</i>	Pressão	<i>P</i>	<i>I_S</i>	<i>I_{S(50)}</i>	<i>C_o</i>	Fratura Tipo
Nº	(m)	(cm)		(kgf/cm ²)	(kgf)	(kgf/cm ²)	(MPa)	(MPa)	
1	0,303	7,27	1,3	32,50	368,55	12,3899	1,2631	27,7891	2
2	0,357	5,46	1,0	83,00	941,22	31,6418	3,2259	70,9690	1
7	0,671	5,56	1,0	70,00	793,80	26,6858	2,7206	59,8534	3
11	1,202	5,64	1,0	35,00	396,90	13,3429	1,3603	29,9267	1
15	1,535	5,37	1,0	75,00	850,50	28,5920	2,9149	64,1286	1
21	1,909	5,48	1,0	65,00	737,10	24,7797	2,5263	55,5781	1
23	2,140	5,55	1,0	40,00	453,60	15,2490	1,5546	34,2019	3
26	2,407	5,50	1,0	98,00	1111,32	37,3602	3,8089	83,7947	1
27	2,463	5,63	1,0	55,00	623,70	20,9674	2,1376	47,0277	4
30	2,568	5,55	1,0	57,50	652,05	21,9205	2,2348	49,1653	1
34	3,076	5,55	1,0	23,00	260,82	8,7682	0,8939	19,6661	1
37	3,313	5,55	1,0	47,50	538,65	18,1082	1,8461	40,6148	1
41	3,592	5,50	1,0	26,00	294,84	9,9119	1,0105	22,2313	1
46	4,012	5,35	1,0	55,00	623,70	20,9674	2,1376	47,0277	1
50	4,331	5,57	1,0	15,00	170,10	5,7184	0,5830	12,8257	4
52	4,506	5,50	1,0	30,00	340,20	11,4368	1,1660	25,6514	2
54	4,561	5,53	1,0	15,00	170,10	5,7184	0,5830	12,8257	2
		5,62	1,0				1,8804	41,3692	Média
		0,42	0,1				0,9186	20,2100	Desvio padrão

Nº = Identificação do *CP*; *X* = localização do *CP* no furo; *l* = comprimento do *CP*; *R* = razão comprimento/diâmetro do *CP* ($d = 54,54$ mm); pressão lida no manómetro; *P* = força de ruptura do *CP* = pressão multiplicada pela área do pistão do aparelho ($11,34$ cm²); *I_S* = índice de carga pontual = P/d^2 ; $I_{S(50)}$ = índice corrigido para $d \neq 50$ mm = $F \cdot I_{S(50)} = (54,54/50)^{0,45} \cdot I_{S(50)}$; C_o = resistência à compressão = $22 \cdot I_{S(50)}$.

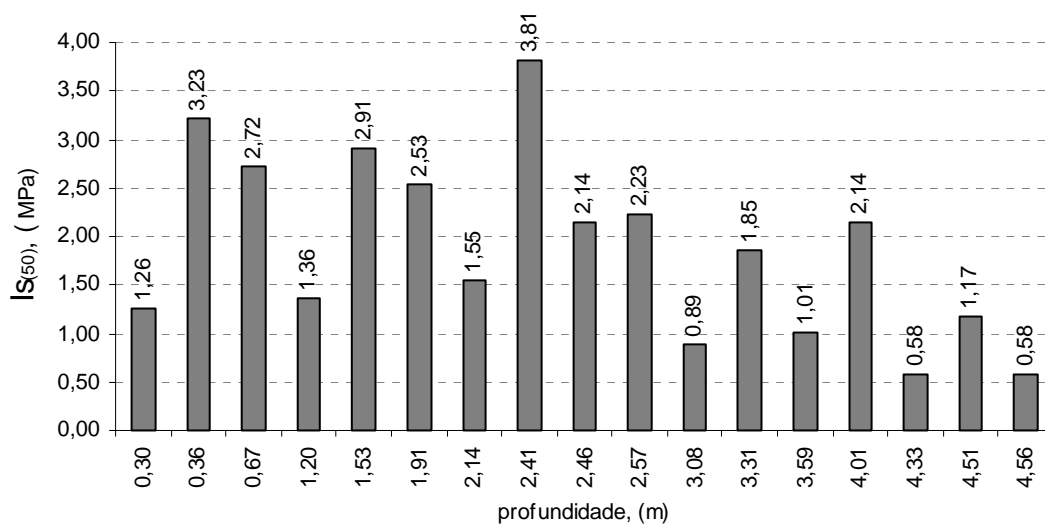
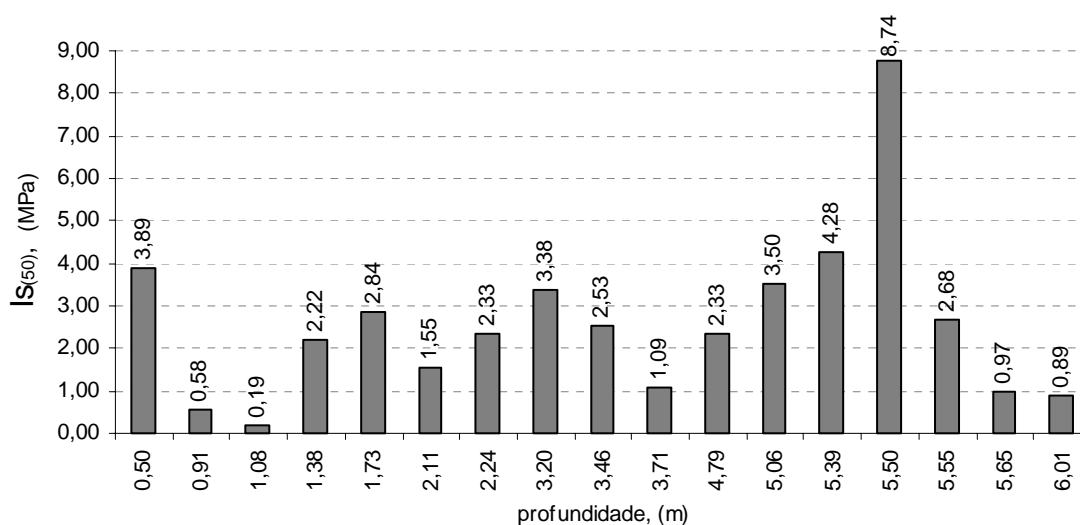
Figura 5.26 – Comportamento de $I_{S(50)}$ pela Profundidade no Furo 2.

Tabela 5.9 – Planilha de Cálculo para $I_{S(50)}$ e C_o do Furo 3

<i>CP</i>	<i>X</i>	<i>l</i>	<i>R</i>	Pressão	<i>P</i>	<i>I_S</i>	<i>I_{S(50)}</i>	<i>C_o</i>	Fratura Tipo
Nº	(m)	(cm)		(kgf/cm ²)	(kgf)	(kgf/cm ²)	(MPa)	(MPa)	
2	0,501	5,60	1,0	100,00	1134,00	38,123	3,887	85,505	1
6	0,911	5,54	1,0	15,00	170,10	5,718	0,583	12,826	2
7	1,076	5,57	1,0	5,00	56,70	1,906	0,194	4,275	4
9	1,376	5,58	1,0	57,00	646,38	21,730	2,215	48,738	1
12	1,727	5,60	1,0	73,00	827,82	27,830	2,837	62,419	1
15	2,112	5,55	1,0	40,00	453,60	15,249	1,555	34,202	1
17	2,241	5,55	1,0	60,00	680,40	22,874	2,332	51,303	1
20	3,202	5,54	1,0	87,00	986,58	33,167	3,381	74,389	1
22	3,456	5,59	1,0	65,00	737,10	24,780	2,526	55,578	2
25	3,705	5,50	1,0	28,00	317,52	10,674	1,088	23,941	1
30	4,788	5,61	1,0	60,00	680,40	22,874	2,332	51,303	1
32	5,062	5,56	1,0	90,00	1020,60	34,310	3,498	76,954	1
38	5,387	5,54	1,0	110,00	1247,40	41,935	4,275	94,055	1
39	5,499	5,56	1,0	225,00	2551,50	85,776	8,745	192,386	1
41	5,553	5,52	1,0	69,00	782,46	26,305	2,682	58,998	1
42	5,646	5,63	1,0	25,00	283,50	9,531	0,972	21,376	2
45	6,008	5,51	1,0	23,00	260,82	8,768	0,894	19,666	2
		5,56	1,0				2,588	56,9362	Média
		0,04	0,0				1,9219	42,2811	Desvio. Padrão

Nº = Identificação do *CP*; *X* = localização do *CP* no furo; *l* = comprimento do *CP*; *R* = razão comprimento/diâmetro do *CP* ($d = 54,54$ mm); pressão lida no manómetro; *P* = força de ruptura do *CP* = pressão multiplicada pela área do pistão do aparelho ($11,34$ cm²); *I_S* = índice de carga pontual = P/d^2 ; *I_{S(50)}* = índice corrigido para $d \neq 50$ mm = $F \cdot I_{S(50)} = (54,54/50)^{0,45} \cdot I_{S(50)}$; *C_o* = resistência à compressão = $22 \cdot I_{S(50)}$.

Figura 5.27 – Comportamento de $I_{S(50)}$ pela Profundidade no Furo 3.

Como se observa na tabela 5.10, o coeficiente de variação em cada um dos furos é elevado, mostrando que o ensaio de carga pontual é inadequado para estimar índice de resistência da rocha em ensaio de laboratório.

Tabela 5.10 – Estatística do $I_{s(50)}$ para Todos os *CP*

Furo	Média	Desvio padrão	coeficiente de variação	Intervalo de confiança de $I_{s(50)}$ (MPa)	
	(MPa)	(MPa)	(%)	Média + Desvio padrão	Média – Desvio padrão
1	1,4676	0,8428	57,4	2,3104	0,6248
2	1,8804	0,9186	48,8	2,799	0,9618
3	2,5880	1,9219	74,3	4,5099	0,6661

A mesma abordagem feita para todos os *CP* é realizada separando-se os resultados conforme a validade do ensaio relacionado ao tipo de fratura no *CP* (tabela 5.11). Isto revela que os resultados não-válidos apresentam uma dispersão intolerável, ou seja, não devem ser utilizados na avaliação final do índice de resistência. A própria utilização dos resultados válidos desse ensaio não serviriam como parâmetro confiável porque o coeficiente de variação continua sendo elevado.

A quantidade de resultados não-válidos (49,1%) é devido ao tipo de rocha: o siltito maciço (*SM*) é considerado uma rocha “fraca” e ensaios desse tipo aplicados nesse tipo de rochas sempre fornecem uma dispersão elevada nos resultados (Forster, 1983).

Tabela 5.11 – Estatística do $I_{s(50)}$ para os *CP* com Fraturas Válidas e Não-Válidas

Furo	Média	Desvio Padrão	coeficiente de variação	Intervalo de confiança de $I_{s(50)}$ (MPa)		Quantidade de <i>CP</i>
	(MPa)	(MPa)	(%)	Média + Desvio padrão	Média – Desvio padrão	
Resultados válidos						
1	1,6299	0,3933	24,1	2,0232	1,2366	8
2	2,2348	0,9474	42,4	3,1822	1,2874	9
3	3,2356	1,8824	58,2	5,1180	1,3532	12
						29 (50,9%)
Resultados não-válidos						
1	1,3810	0,9926	73,4	2,3736	0,3884	15
2	1,4818	0,6952	46,9	2,1770	0,7866	8
3	1,0338	0,7948	76,9	1,8286	0,2390	5
						28 (49,1%)
TOTAL						57 (100%)

5.2.3 Interpretação dos Resultados

A hipótese não se confirma, como se observa nas figuras apresentadas na sequência:

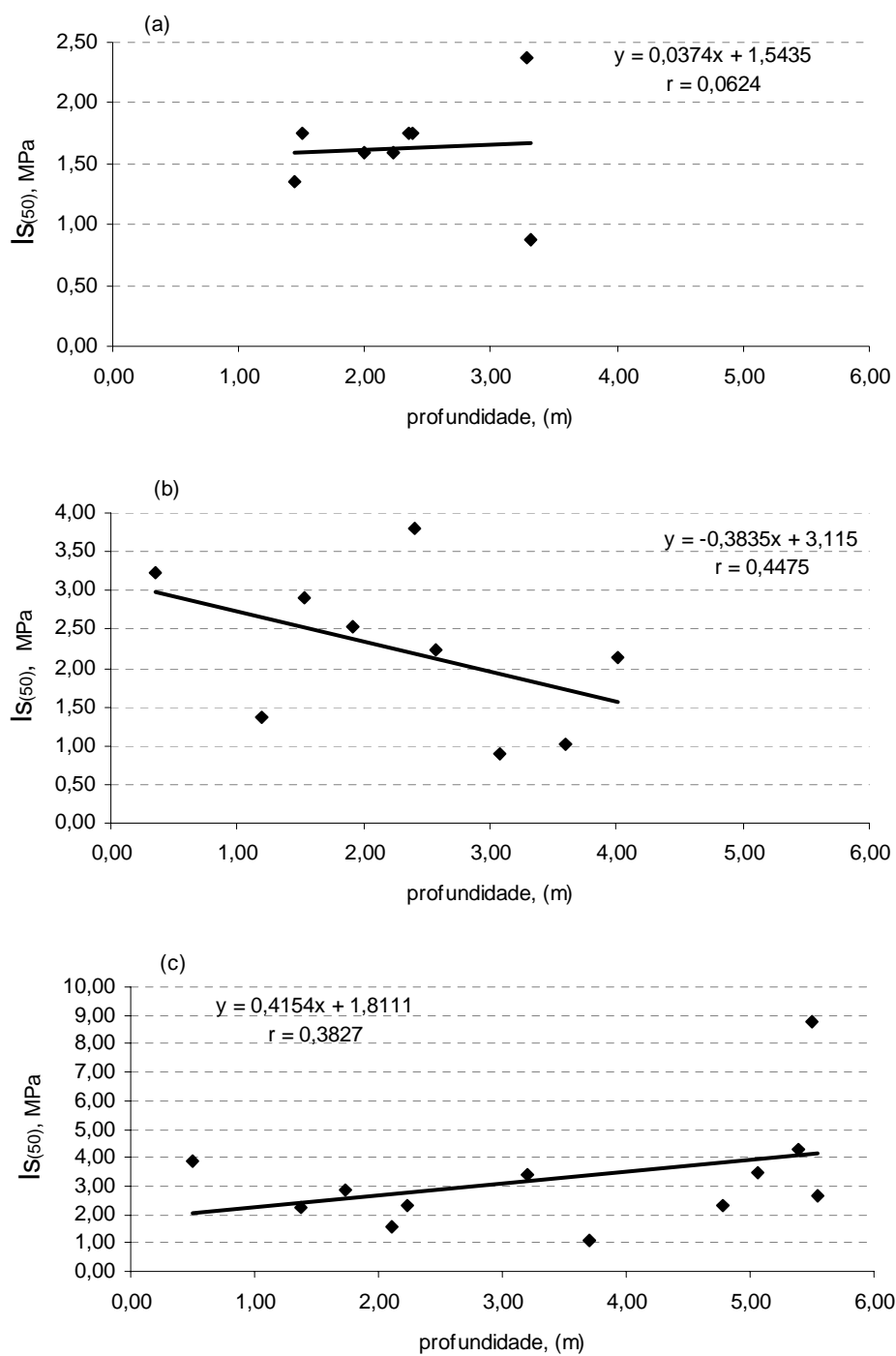


Figura 5.28 – Reta de Correlação $I_{s(50)} = f(X)$. (a) Furo 1, (b) Furo 2, (c) Furo 3.

- uro 1: existe uma correlação muito baixa, estatisticamente sem significado, $r = 0,0625$.
- Furo 2: além de não existir correlação significativa, os dados contrariam a hipótese da dissertação, $r = -0,4476$.
- Furo 3: não existe correlação, $r = 0,3828$.

onde r é o coeficiente de correlação entre o índice de resistência de carga pontual e a profundidade no pilar.

5.3 ENSAIO BRASILEIRO

De acordo com o documento *suggested method for determining indirect tensile strength of rock materials* (Bieniawski e Hawkes, 1978), o ensaio brasileiro é um método recomendado para medir indiretamente a resistência à tração de amostras cilíndricas de rocha previamente preparadas. Essas recomendações e informações que nessa dissertação serão chamadas de “normas” são usadas nessa seção como guias do estudo desenvolvido.

Esse ensaio também foi incorporado ao estudo como uma tentativa de uso de uma técnica disponível para determinar os danos produzidos pela detonação com explosivos nos pilares de carvão da mina. O dano poderá ser estimado fazendo-se ensaios de tração nos *CP* extraídos dos mesmos testemunhos recuperados na sondagem horizontal descritos na seção 5.1.

Os resultados dos ensaios estão precedidos da descrição do equipamento e dos procedimentos em laboratório, conforme sugere a norma.

5.3.1 Equipamento e Procedimento do Ensaio

O equipamento de ensaio à tração, ou brasileiro, usado no laboratório tem precisão de 0,1 bar, sendo a carga aplicada com uma prensa manual, do fabricante CONTROLS (*Milano – Italy*), que tem as seguintes especificações:

Equipamento de ensaio: modelo cat C31/Bz.

Capacidade:	1500 kN.
Curso do pistão:	50 mm.
Peso do equipamento:	400 kg.
Área do pistão:	226,98 cm ² .
Motor:	Monofase: 110 volts, 60 Hz, 1 Hp

Igual procedimento ao aplicado na extração dos *CP* do testemunho no ensaio de carga pontual foi usado no ensaio brasileiro, ou seja, de trechos mais ou menos regulares de 30 cm ao longo da profundidade total do furo foram obtidos um total de 38, 26 e 14 *CP* respectivamente por furo, que estão identificados no quadro 5.3. Essa quantidade de *CP* cumpre com o mínimo da norma (10 *CP*). Desde a data da recuperação dos testemunhos até o momento do ensaio, foi tomado o necessário cuidado para que tanto o testemunho total (profundidade total recuperado) e os *CP* mantivessem as condições de saturação *in situ*.

Quadro 5.3 – Seleção dos *CP* no Furo de Sonda para o Ensaio à Tração (Brasileiro)

Pilar	Furo de sonda	Quantidade de <i>CP</i>	Identificação do <i>CP</i>
1	1	38	1, 2, 5, 8, 10, 13, 14, 15, 18, 19, 20, 27, 28, 32, 35, 36, 37, 45, 46, 47, 51, 52, 55, 56, 57, 66, 67, 68, 72, 74, 81, 82, 86, 87, 92, 93, 96, 97.
2	2	26	3, 4, 5, 6, 8, 9, 12, 13, 16, 17, 18, 20, 24, 28, 29, 31, 33, 35, 36, 38, 42, 45, 47, 48, 51, 53.
3	3	14	1, 4, 11, 13, 19, 23, 28, 29, 33, 34, 35, 37, 46, 47

A norma orienta a preparação dos *CP* com as seguintes recomendações:

- i) o *CP* deve ser cortado e preparado usando água limpa;
- ii) a superfície cilíndrica do *CP* deve ser livre de marcas produzidas pelas ferramentas de corte e, quando existirem, não devem exceder o valor de 0,025 mm;
- iii) as faces extremas (pontas) do *CP* devem ser planas e perpendiculares ao corpo cilíndrico (figura 5.29). O desvio da perpendicularidade não

deve exceder 0,25 mm. Esse valor representa a tangente de um ângulo de 0,25° de desvio do ângulo reto;

- iv) o diâmetro do *CP* não deve ser menor que o testemunho NX (54mm) e o comprimento deve aproximar-se do raio do *CP* ($l \cong 0,5 \cdot d$).

Os *CP* desse ensaio foram cortados e preparados usando-se serra de disco com dente de diamante e água limpa e disco de esmeril de polimento para conseguir o acabamento das faces, conforme sugere a norma. Não foram medidas as irregularidades nas superfícies cilíndricas porque as mesmas não foram observadas visualmente nos *CP* que foram ensaiados. Os *CP* desse ensaio cumprem com a norma em dois aspectos: diâmetro NX (54 mm) e razão comprimento – diâmetro de aproximadamente 0,5.



Figura 5.29 – Verificação do Paralelismo das Faces do *CP* (Laboratório de mecânica de rochas da UFRGS, 2003).

Outras recomendações da norma se concentram no procedimento da aplicação da carga pelo aparelho do ensaio:

- i) a carga deve ser aplicada continuamente a uma razão constante de maneira que a fratura numa rocha “fraca” aconteça dentro dos 15 a 30 s, com uma razão de carregamento de 200 N/s;
- ii) quando não se encontra disponível um sistema de registro do parâmetro carga/deslocamento, um registro visual da pressão e do tempo deve ser feito e um cuidado especial deve ser tomado para

registrar a primeira fratura do *CP*. Pells (1993) recomenda um tempo de carregamento entre 30 a 120 segundos.

Nesse ensaio, o carregamento foi aplicado manualmente e as leituras foram obtidas visualmente no manômetro e no cronômetro. O carregamento do *CP* no aparelho de ensaio é sempre diametral, com a direção perpendicular aos planos de sedimentação observado no *CP*.

5.3.2 Planilhas de Cálculos

Nas tabelas 5.12, 5.13 e 5.14, são apresentadas as planilhas com o valor calculado da resistência à tração (σ_t) de todos os *CP*, acompanhadas da representação gráfica do comportamento de (σ_t) na profundidade do furo nas figuras 5.30, 5.31 e 5.32. A média e o desvio padrão que aparecem na tabela são representativas de todos os *CP*.

A norma sugere que as seguintes informações acompanhem os resultados do ensaio:

- i) litologia ou tipo de rocha: siltito maciço (*SM*) da camada Barro Branco da Mina Esperança;
- ii) orientação do eixo da carga em relação ao plano de sedimentação do *CP*: sempre perpendicular;
- iii) origem do *CP*: sondagem horizontal de 6,0 m de profundidade de três pilares da mina conforme foi detalhado na seção 5.1.1;
- iv) teor de umidade: não foi medido nos testemunhos de rocha nem nos *CP*, mas cuidado foi tomado para manter o teor de umidade das condições *in situ* nos testemunhos até a realização do ensaio em laboratório (ver seção 5.1.1);
- v) armazenamento: a recuperação dos testemunhos na sondagem horizontal foi realizada nas seguintes datas: Furo 1: 27 e 28 de maio de 2003, Furo 2: 29 de maio de 2003, Furo 3: 30 de maio de 2003.

Sendo que em 30, 47 e 57 dias após a sondagem foram concluídos os ensaios para todos os *CP* nos três furos de sonda;

- vi) tempo de carregamento médio: Furo 1: 90,22 s, Furo 2: 42,97 s, Furo 3: 51,90 s;
- vii) modo de ruptura: sempre diametral.

A tabela 5.15 resume os valores da média e desvio padrão dos três furos. A média 1 é aproximadamente três vezes maior que as médias 2 e 3, e a explicação para essa diferença pode ser a razão de carregamento: no furo 1 usou-se 154,02 N/s contra 78,59 e 85,76 N/s nos furos 2 e 3.

Tabela 5.12 – Planilha de Cálculo para σ_t do Furo 1

continua								
<i>CP</i>	<i>X</i>	<i>l</i>	<i>R</i>	<i>t</i>	Pressão	<i>P</i>	<i>P/t</i>	σ_t
Nº	(m)	(cm)		(s)	(Bar)	(kgf)	(N/s)	(MPa)
1	0,272	2,197	0,4	25,0	4,20	971,4293	381,0588	5,0599
2	0,294	2,199	0,4	80,0	5,50	1272,1098	155,9392	6,6201
5	0,440	2,470	0,5	103,0	7,00	1619,0488	154,1500	7,5011
8	0,622	2,403	0,4	112,0	6,20	1434,0147	125,5615	6,8291
10	0,865	2,373	0,4	123,0	4,60	1063,9464	84,8273	5,1308
13	1,076	2,479	0,5	72,0	5,10	1179,5927	160,6647	5,4453
14	1,100	2,438	0,4	121,0	6,20	1434,0147	116,2222	6,7311
15	1,125	2,470	0,5	70,0	5,10	1179,5927	165,2551	5,4651
18	1,340	2,517	0,5	100,0	5,60	1295,2391	127,0196	5,8889
19	1,360	2,361	0,4	134,0	7,00	1619,0488	118,4884	7,8475
20	1,380	2,523	0,5	106,0	6,30	1457,1440	134,8085	6,6092
27	1,873	2,512	0,5	77,0	5,20	1202,7220	153,1776	5,4791
28	1,898	2,549	0,5	68,0	4,60	1063,9464	153,4375	4,7766
32	2,020	2,409	0,4	72,0	4,60	1063,9464	144,9132	5,0541
35	2,240	2,540	0,5	61,0	4,90	1133,3342	182,2002	5,1061
36	2,260	2,500	0,5	85,0	5,50	1272,1098	146,7663	5,8230
37	2,280	2,403	0,4	76,0	4,50	1040,8171	134,3017	4,9566
45	2,770	2,309	0,4	109,0	5,20	1202,7220	108,2080	5,9608
46	2,800	2,590	0,5	125,0	5,30	1225,8513	96,1720	5,4163
47	2,830	2,565	0,5	131,0	5,10	1179,5927	88,3042	5,2627
51	2,950	2,500	0,5	117,0	5,00	1156,4635	96,9319	5,2937
52	2,980	2,500	0,5	126,0	5,20	1202,7220	93,6085	5,5054
55	3,180	2,506	0,5	112,0	5,20	1202,7220	105,3096	5,4922

Tabela 5.12 – Planilha de Cálculo para σ_t do Furo 1

conclusão								
<i>CP</i>	<i>X</i>	<i>l</i>	<i>R</i>	<i>t</i>	Pressão	<i>P</i>	<i>P/t</i>	σ_t

N°	(m)	(cm)		(s)	(Bar)	(kgf)	(N/s)	(MPa)
56	3,200	2,543	0,5	100,0	6,10	1410,8854	138,3606	6,3491
57	3,220	2,428	0,4	140,0	5,10	1179,5927	82,6275	5,5597
66	3,715	2,509	0,5	87,0	4,80	1110,2049	125,1425	5,0637
67	3,741	2,555	0,5	109,0	5,00	1156,4635	104,0462	5,1797
68	3,766	2,533	0,5	63,0	5,70	1318,3683	205,2187	5,9562
72	4,310	2,637	0,5	62,0	7,10	1642,1781	259,7463	7,1265
74	4,360	2,719	0,5	55,0	6,20	1434,0147	255,6888	6,0354
81	4,800	2,442	0,4	69,0	4,50	1040,8171	147,9265	4,8775
82	4,820	2,488	0,5	93,0	5,40	1248,9805	131,7023	5,7447
86	5,090	2,473	0,5	78,0	5,00	1156,4635	145,3979	5,3515
87	5,110	2,517	0,5	87,0	4,20	971,4293	109,4996	4,4166
92	5,610	2,520	0,5	22,0	4,90	1133,3342	505,1915	5,1466
93	5,630	2,506	0,5	72,0	5,00	1156,4635	157,5144	5,2810
96	5,930	2,418	0,4	80,0	5,30	1225,8513	150,2687	5,8016
97	5,950	2,502	0,5	106,0	5,00	1156,4635	106,9909	5,2894
Média		2,476	0,5	90,22			154,0171	5,6956
Desvio padrão		0,099	0,0	27,85			79,8736	0,7612

N° = Identificação do CP; X = localização do CP no furo; l = comprimento do CP; R = razão comprimento/diâmetro do CP ($d = 54,54$ mm); t = tempo de carregamento; pressão lida no manômetro; P = força de ruptura do CP = pressão multiplicada pela área do pistão do aparelho ($226,98$ cm²); P/t = razão de carregamento = força aplicada na unidade de tempo;

σ_t = resistência à tração do CP calculada pela equação ($\sigma_t = 2P/\pi dl$).

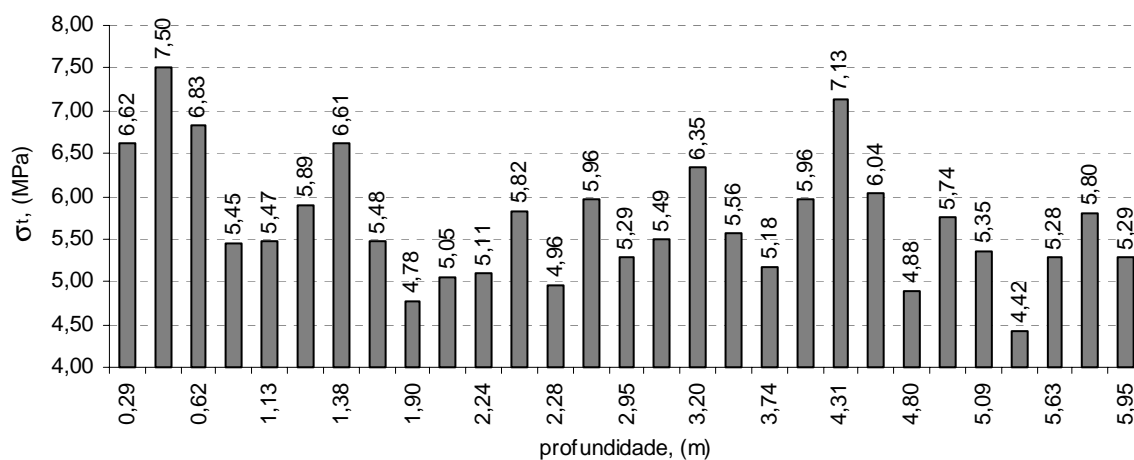


Figura 5.30 – Comportamento de σ_t pela Profundidade no Furo 1.

Tabela 5.13 – Planilha de Cálculo para σ_t do Furo 2

CP	X	l	R	t	Pressão	P	P/t	σ_t
----	---	---	---	---	---------	---	-----	------------

Nº	(m)	(cm)		(s)	(Bar)	(kgf)	(N/s)	(MPa)
3	0,382	2,436	0,4	35,03	1,80	416,3268	116,5507	1,9558
4	0,406	2,390	0,4	47,73	1,70	393,1976	80,7868	1,8827
5	0,539	2,391	0,4	52,91	2,30	531,9732	98,5991	2,5461
6	0,564	2,458	0,5	50,16	1,70	393,1976	76,8730	1,8306
8	0,911	2,504	0,5	30,26	0,60	138,7756	44,9744	0,6342
9	0,985	2,630	0,5	34,53	0,50	115,6463	32,8440	0,5032
12	1,226	2,420	0,4	24,01	1,10	254,4220	103,9162	1,2031
13	1,250	2,412	0,4	37,45	1,50	346,9390	90,8494	1,6460
16	1,559	2,445	0,4	38,77	1,30	300,6805	76,0554	1,4073
17	1,584	2,540	0,5	42,20	1,30	300,6805	69,8737	1,3547
18	1,645	2,564	0,5	39,30	0,90	208,1634	51,9437	0,9291
20	1,855	2,565	0,5	41,07	1,00	231,2927	55,2278	1,0319
24	2,164	2,398	0,4	50,73	2,40	555,1025	107,3072	2,6490
28	2,488	2,460	0,5	61,73	2,10	485,7147	77,1624	2,2595
29	2,513	2,470	0,5	71,19	3,30	763,2659	105,1423	3,5363
31	2,593	2,487	0,5	51,04	2,00	462,5854	88,8796	2,1285
33	3,021	2,683	0,5	50,08	1,60	370,0683	72,4667	1,5784
35	3,230	2,564	0,5	37,64	0,90	208,1634	54,2345	0,9291
36	3,257	2,662	0,5	43,86	1,40	323,8098	72,4006	1,3920
38	3,340	2,670	0,5	36,16	1,20	277,5512	75,2724	1,1896
42	3,618	2,561	0,5	32,55	1,00	231,2927	69,6838	1,0335
45	3,958	2,580	0,5	37,14	1,70	393,1976	103,8221	1,7440
47	4,038	2,575	0,5	47,49	1,90	439,4561	90,7474	1,9530
48	4,066	2,780	0,5	47,98	1,80	416,3268	85,0932	1,7138
51	4,426	2,572	0,5	40,48	1,30	300,6805	72,8426	1,3378
53	4,451	2,467	0,5	42,19	1,30	300,6805	69,8902	1,3948

Nº = Identificação do CP; X = localização do CP no furo; l = comprimento do CP; R = razão comprimento/diâmetro do CP ($d=54,54$ mm); t = tempo de carregamento; pressão lida no manômetro; P = força de ruptura do CP = pressão multiplicada pela área do pistão do aparelho ($226,98$ cm²); P/t = razão de carregamento = força aplicada na unidade de tempo;

σ_t = resistência à tração do CP calculada pela equação ($\sigma_t = 2P/\pi dl$).

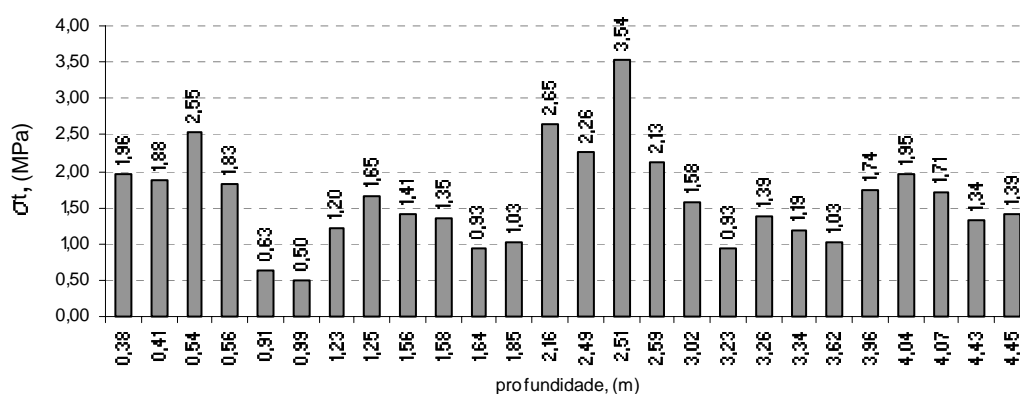


Figura 5.31 – Comportamento de σ_t pela Profundidade no Furo 2.

Tabela 5.14 – Planilha de Cálculo para σ_t do Furo 3

<i>CP</i>	<i>X</i>	<i>l</i>	<i>R</i>	<i>t</i>	Pressão	<i>P</i>	<i>P/t</i>	σ_t
Nº	(m)	(cm)		(s)	(Bar)	(kgf)	(N/s)	(MPa)
1	0,445	2,535	0,5	44,06	2,20	508,8439	113,2559	2,2971
4	0,719	2,661	0,5	41,53	1,50	346,9390	81,9242	1,4920
11	1,646	2,554	0,5	49,13	2,20	508,8439	101,5684	2,2800
13	1,671	2,549	0,5	51,28	1,60	370,0683	70,7709	1,6614
19	3,228	2,542	0,5	58,25	2,10	485,7147	81,7723	2,1866
23	3,481	2,545	0,5	41,34	1,70	393,1976	93,2741	1,7680
28	4,705	2,524	0,5	54,94	1,90	439,4561	78,4418	1,9925
29	4,732	2,656	0,5	54,63	2,20	508,8439	91,3428	2,1924
33	5,087	2,484	0,5	67,38	2,50	578,2317	84,1573	2,6639
34	5,112	2,501	0,5	50,94	1,90	439,4561	84,6014	2,0108
35	5,137	2,502	0,5	59,6	2,30	531,9732	87,5315	2,4331
37	5,332	2,569	0,5	42,13	1,00	231,2927	53,8383	1,0303
46	6,034	2,595	0,5	50,16	1,40	323,8098	63,3072	1,4280
47	6,061	2,641	0,5	61,25	3,10	717,0073	114,7990	3,1068
Média		2,561	0,5	51,90			85,7561	2,0388
Desvio padrão		0,055	0,0	7,71			16,4226	0,5186

Nº = Identificação do *CP*; *X* = localização do *CP* no furo; *l* = comprimento do *CP*; *R* = razão comprimento/diâmetro do *CP* ($d=54,54$ mm); *t* = tempo de carregamento; pressão lida no manômetro; *P* = força de ruptura do *CP* = pressão multiplicada pela área do pistão do aparelho ($226,98$ cm²); *P/t* = razão de carregamento = força aplicada na unidade de tempo; σ_t = resistência à tração do *CP* calculada pela equação ($\sigma_t = 2P/\pi dl$).

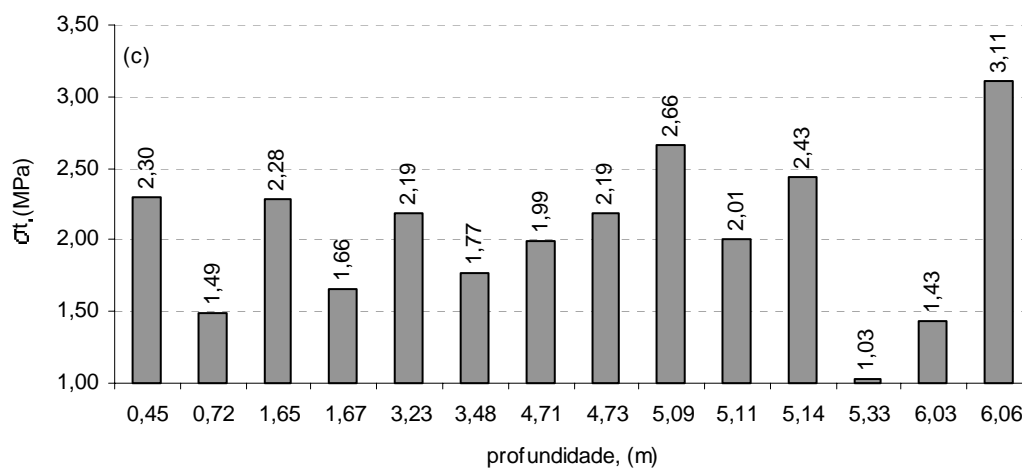


Figura 5.32 – Comportamento de σ_t pela Profundidade no Furo 3.

Tabela 5.15 – Estatística de σ_t para Todos os *CP*

Furo	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação	Intervalo de confiança de σ_t (MPa)	
	(MPa)	(MPa)	(%)	Média + Desvio padrão	Média - Desvio padrão
1	5,6956	0,7612	13,4	6,4568	4,9344
1 ⁽¹⁾	5,6990	0,7093	12,4	6,4083	4,9897
2	1,6063	0,6544	40,7	2,2607	0,9519
3	2,0388	0,5186	25,4	2,5574	1,5202

(1) descarta os CP N°. 1, 5 e 8 porque o tempo de carregamento não cumpre com Pells (1993), que deve ser $30s < t < 120s$, critério que será usado na sequência dessa seção.

5.3.3 Interpretação dos Resultados

A hipótese não se confirma, como se observa nas figuras 5.33 (a)(b)(c) apresentadas na sequência:

- Furo 1: existe uma correlação insignificante que contraria a hipótese da dissertação: σ_t diminui na direção do núcleo do pilar $r = -0,3633$.
- Furo 2: não existe correlação e os valores contrariam a hipótese da dissertação, $r = -0,0235$.
- Furo 3: os valores estão de acordo com a hipótese da dissertação mas não existe correlação, $r = 0,1466$.

onde r é o coeficiente de correlação entre a resistência à tração (σ_t) e a profundidade no pilar.

A razão para que não exista correlação entre σ_t com a profundidade no pilar, deve-se a que os CP ensaiados foram extraídos de pedaços de testemunhos visualmente íntegros ao longo do comprimento total do furo. Isto é, os pedaços que não apresentavam defeitos por presença de juntas ou outros planos de fraqueza e que, portanto, não foram fragmentados pela onda sísmica da detonação. As variações dos valores de σ_t entre CP pode ser devido às próprias características intrínsecas do material (siltito maciço). Além disso, pela natureza do ensaio brasileiro, a fratura produzida no CP pelo carregamento não deve acontecer na

direção de alguma descontinuidade (junta) presente no *CP*, visto que ela ocorre sempre segundo o diâmetro.

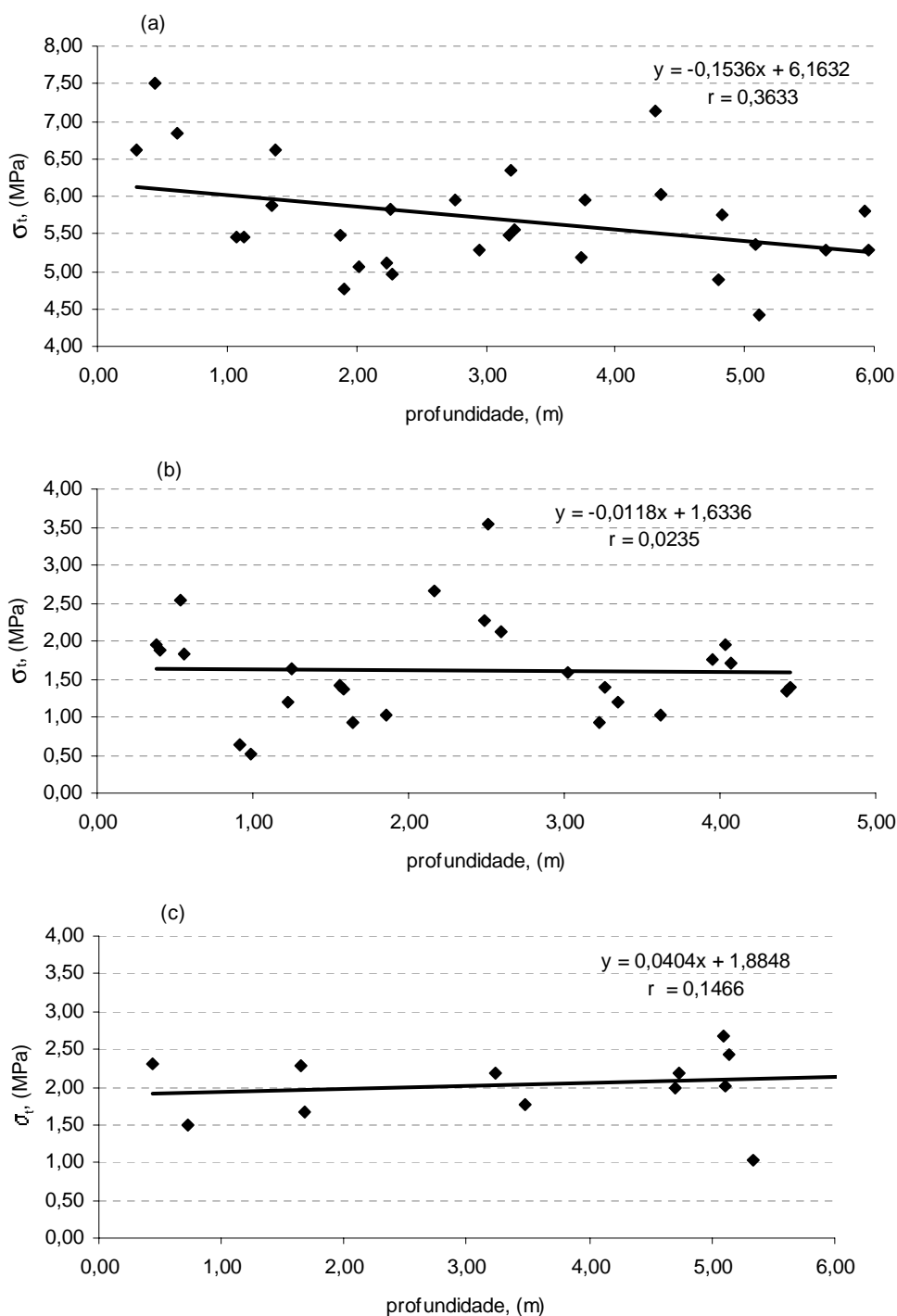


Figura 5.33 – Reta de Correlação $\sigma_t = f(X)$. (a) Furo 1, (b) Furo 2, (c) Furo 3.

Por outro lado, foi observado um fenômeno muito interessante no comportamento da resistência à tração do *CP* pelo tempo de aplicação da carga (figura 5.34), onde podem ser definidos dois intervalos no comportamento de σ_t pelo tempo de carregamento: um de 0,5 a 4 MPa e outro acima de 4 MPa. Na sequência, a figura 5.35(a)(b) separa os dois comportamentos.

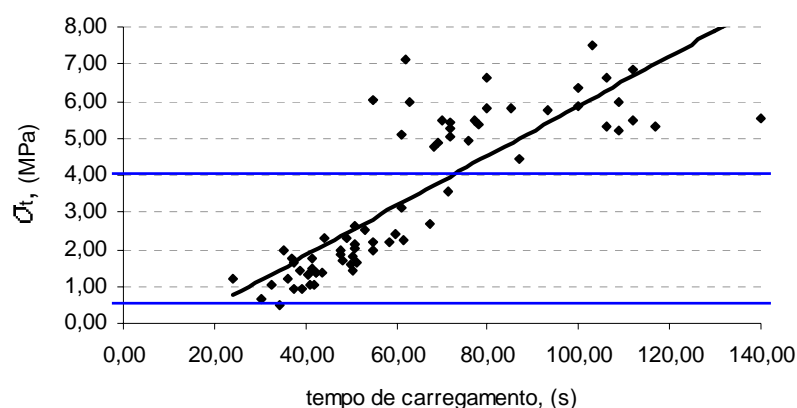


Figura 5.34 – Comportamento de σ_t pelo Tempo de Carregamento (t) dos Furo 1, 2 e 3.

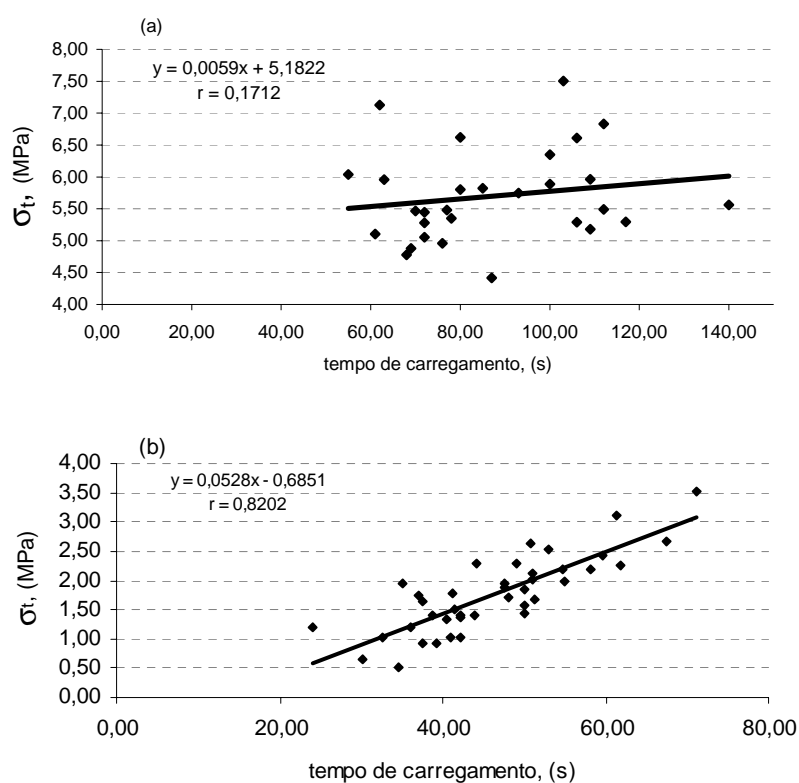
O intervalo onde os valores de σ_t são maiores de 4,0 MPa correspondem aos *CP* do furo 1. Esse comportamento deve-se ao tipo de aparelho de ensaio que se tinha disponível no laboratório: a carga tinha que ser aplicada manualmente, sendo muito difícil manter controle sobre o tempo de carregamento recomendado pela norma (15 e 30 s). Segundo a norma, nesse intervalo de tempo deve acontecer a primeira fratura no *CP*, mas para esses *CP* a fratura aconteceu num tempo médio de 87,38 segundos. A situação é um pouco diferente para os *CP* do furo 2 e 3 onde a fratura ocorreu em média aos 42,9 e 51,9 s respectivamente, e σ_t têm valores de 1,57 e 2,0 MPa (menores que 4,0 MPa). Já com a experiência dos tempos do furo 1 tentou-se melhorar o problema com a perícia (cuidado) do operador do aparelho.

A tabela 5.16 apresenta os valores comparativos entre a resistência e o tempo de carregamento, além de mostrar suas correlações.

Tabela 5.16 – Correlação da Resistência à Tração e o Tempo de Carregamento

Pilar	Média de σ_t (MPa)	Média de t (s)	r $\sigma_t = f(t)$
1	5,6990	87,38	+0,1712
2	1,6063	42,97	+0,8194
3	2,0388	51,90	+0,7315

Esses valores mostrados na tabela 5.16 podem ser conferidos na figura 5.35(a)(b), onde graficamente observa-se um comportamento ascendente na resistência pelo tempo de aplicação da carga. Com um tempo de carregamento superior a 30 s encontra-se uma correlação positiva forte entre a resistência à tração e o tempo. Se esse fenômeno é real, torna-se necessário esclarecer porque a norma estabelece a faixa de 15 a 30 s para a ruptura do *CP* enquanto que outro autor (Pells, 1993), recomenda uma faixa bem superior: 30 a 120 s, já que os resultados de σ_t obtidos são muito diferentes para esses dois intervalos de tempo de carregamento.

Figura 5.35 – Comportamento de σ_t pelo Tempo de Carregamento dos *CP*. (a) Furo 1, (b) Furo 2 e 3.

5.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

De acordo com o documento *suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of Rock Materials* (Bieniawski e Bernede, 1979), o ensaio de compressão uniaxial é um método recomendado para a determinação da resistência à compressão uniaxial de corpos de prova de rocha em ensaio de laboratório. Essas recomendações e informações, nessa dissertação chamadas de “normas”, serão usadas nessa seção como guias do estudo que está sendo desenvolvido.

Esse ensaio foi usado para verificar a sua utilidade como outra técnica disponível para avaliar o dano produzido pela detonação com explosivo nos pilares de carvão da mina, fazendo-se ensaios nos *CP* extraídos dos mesmos testemunhos recuperados na sondagem horizontal, descritos na seção 5.1.

Os resultados do ensaio estão precedidos da descrição do equipamento e dos procedimentos em laboratório, conforme sugere a norma.

5.4.1 Equipamento e Procedimento do Ensaio

Antes de iniciar a descrever o ensaio é importante mencionar que os *CP* do furo 1 foram ensaiados no laboratório de mecânica de rochas da UFRGS e os *CP* do furo 2 e 3 no laboratório da CIENTEC. No relatório entregue pelo CIENTEC está declarado que o ensaio foi feito de acordo com as normas sobre compressão uniaxial de Bieniawski e Bernede (1979), documento este referenciado no início dessa seção e que, também, foi usado para os *CP* do furo 1 ensaiados no laboratório da universidade.

A ruptura dos *CP* na CIENTEC foi realizada numa prensa MTS 816 com capacidade de carga de 2,0 MN, e o tempo de duração do carregamento até a ruptura variou entre 4,5 e 8,5 minutos. No caso do laboratório da universidade, foi usado uma prensa manual (precisão de 0,1 bar) do fabricante CONTROLS (*Milano – Italy*), cujas especificações já foram apresentadas na seção 5.3.1.

A norma recomenda usar um mínimo de 5 *CP*, e nesse caso foram extraídos 15 *CP* do furo 1 e 12 dos furos 2 e 3 de trechos com aproximadamente 30 cm ao longo da profundidade total do furo, sendo identificados como se apresenta no quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Seleção dos *CP* do Furo de Sonda para o Ensaio de Compressão Uniaxial

Pilar	Furo de sonda	Quantidade de <i>CP</i>	Identificação do <i>CP</i>
1	1	15	9, 12, 17, 33, 40, 41, 54, 61, 62, 69, 70, 76, 83, 88, 94.
2	2	12	10, 14, 19, 22, 25, 32, 39, 43, 44, 49, 55, 56.
3	3	12	3, 5, 8, 10, 14, 21, 24, 26, 27, 31, 36, 44.

As recomendações da norma se concentram no procedimento de preparação do *CP* e da aplicação da carga:

- i) *CP* cilíndricos de diâmetro não menor que NX (54 mm) cortados a uma razão comprimento – diâmetro entre 2,5 e 3,0;
- ii) lados (superfícies cilíndricas) do *CP* lisos e livres de irregularidades e com desalinhamento menor que 0,3 mm ao longo do comprimento total do *CP* e 0,02 mm nas faces;
- iii) não é permitido o uso de material de preenchimento (*capping materials*) ou qualquer tratamento da superfície das faces do *CP* que não sejam mecânicas;
- iv) diâmetro do *CP* medido com precisão de 0,1 mm e determinado pela média de dois diâmetros paralelos na parte superior, média e inferior do *CP*. A média deve ser usada para calcular a área transversal do *CP*. O comprimento deve ser medido com precisão de 1,0 mm;
- v) testemunhos guardados adequadamente para preservar o teor de umidade permitindo fazer o ensaio nas condições que foram recuperados na sondagem (ver detalhes na seção 5.1.1);

- vi) carga aplicada controlada e continuamente à razão constante para que a fratura ocorra entre 5 e 10 minutos com razão de carregamento entre 0,5 e 1,0 MPa/s;
- vii) *CP*, pratos (*platens*) e assento esférico (*spherical seat*) acuradamente centrados entre si e com a estrutura da máquina. O centro de curvatura do assento esférico deverá coincidir com o centro da face – topo do *CP*.

Os *CP* do furo 1 foram cortados e preparados usando serra de disco com dentes de diamante e disco de esmeril de polimento para conseguir o acabamento das faces. O uso destas ferramentas não permitiu cumprir com o estabelecido pela norma, já que o acabamento alcançado situou-se entre 0,1 e 0,15 mm (5 e 7,5 vezes maior que a norma). Não foram medidas as irregularidades nas superfícies cilíndricas porque as mesmas não foram observadas visualmente nos *CP* que foram ensaiados. No caso dos *CP* que depois de cortados foram entregues ao CIENTEC, houve a necessidade de fazer retificação dos *CP* para a adequação dos mesmos aos requisitos sugeridos pela norma, usando-se para isso uma retífica para superfícies planas com operação a seco.

O diâmetro e comprimento medido em cada *CP* aparece nas planilhas de cálculo desta seção: o comprimento foi medido com trena (precisão: 1mm) e o diâmetro com paquímetro (precisão: 0,01 mm).

A norma sugere um tempo máximo de 30 dias desde o dia da recuperação até o dia do ensaio, mas não foi possível cumprir com esta recomendação (38, 112 e 111 dias decorreram desde a recuperação até o dia do ensaio).

5.4.2 Planilhas de Cálculos

Nas tabelas 5.17, 5,18 e 5,19, são apresentadas as planilhas com o valor calculado da resistência à compressão uniaxial (σ_c) de todos os *CP*, acompanhadas da representação gráfica do comportamento de (σ_c) na profundidade do furo nas

figuras 5.36, 5.37 e 5.38. A média e o desvio padrão que aparecem na tabela são representativas de todos os *CP*. A última coluna apresenta alguns destaques referentes à qualidade das faces e a presença de planos de fraqueza no *CP*.

A seguinte informação dos *CP*, conforme sugere a norma, deve acompanhar os resultados dos ensaios:

- i) litologia ou tipo de rocha: siltito maciço (*SM*) da camada de carvão Barro Branco da Mina Esperança;
- ii) orientação do eixo da carga em relação ao plano de sedimentação do *CP*: sempre paralela;
- iii) coleta da amostra: sondagem horizontal de 6,0 m de profundidade de três pilares da mina conforme foi detalhado na seção 5.1.1;
- iv) dimensões e geometria do *CP*: *CP* cilíndrico de diâmetro NX (54 mm), que medidos nos *CP* mostraram estar situado no intervalo de 54 a 54,5 mm e razão comprimento – diâmetro entre 2,5 e 3,0;
- v) teor de umidade: não foi medido nos testemunhos de rocha nem nos *CP*. Foi tomado cuidado para manter o teor de umidade das condições *in situ* nos testemunhos até a realização do ensaio em laboratório (ver seção 5.1.1);
- vi) armazenamento: a recuperação dos testemunho na sondagem horizontal foi realizada nas seguinte datas: Furo 1: 27 e 28 de maio de 2003, Furo 2: 29 de maio de 2003, Furo 3: 30 de maio de 2003.

Sendo que em, 38, 112 e 111 dias após a sondagem foram concluídos os ensaios para todos os *CP* nos três furos de sonda;

- vii) descrição do ensaio: laboratório da UFRGS com Prensa CONTROLS C31/Bz com capacidade de carga de 1500 kN; laboratório do CIENTEC com Prensa MTS 816 com capacidade de carga de 2,0 MN.
- viii) tempo de carregamento: furo 1 – 5 minutos, furo 2 e 3 entre 4,5 e 8,5 minutos (conforme a norma);

- ix) modo de ruptura: todos os *CP* tiveram ruptura por lascamento;
 x) densidade: massa especifica aparente na ordem de 2,62 g/cm³.

Tabela 5.17 – Planilha de Cálculo para σ_c do Furo 1

<i>CP</i>	<i>X</i>	<i>l</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	Pressão	<i>P</i>	<i>P/t</i>	σ_c	$\sigma_{c(l/d=2)}^{(1)}$	Observação
Nº	(m)	(mm)	(mm)	(s)		(Bar)	(kgf)	(kgf/s)	(MPa)	(MPa)	
9	0,783	132,09	54,3	318,49	2,4	13,0	3006,8050	9,4408	12,7296	13,0072	faces CP irregular
12	1,013	121,62	54,3	426,47	2,2	32,8	7586,4002	17,7888	32,1178	32,5358	
17	1,320	138,01	54,4	259,03	2,5	22,0	5088,4392	19,6442	21,4633	22,0226	
33	2,191	136,33	54,3	273,54	2,5	13,5	3122,4513	11,4150	13,2192	13,5500	faces CP irregular
40	2,510	128,44	54,3	320,00	2,4	8,5	1965,9879	6,1437	8,3232	8,4804	faces CP irregular
41	2,660	135,52	54,3	358,23	2,5	29,3	6776,8758	18,9177	28,6906	29,3912	faces CP irregular
54	3,140	136,02	54,3	315,44	2,5	18,2	4209,5270	13,3449	17,8215	18,2633	faces CP irregular
61	3,450	136,91	54,4	244,12	2,5	17,8	4117,0099	16,8647	17,3658	17,8044	faces CP irregular
62	3,600	138,42	54,4	291,60	2,5	10,9	2521,0903	8,6457	10,6341	10,9144	
69	3,926	135,97	54,3	281,33	2,5	31,0	7170,0734	25,4863	30,3553	31,1066	faces CP irregular
70	4,230	116,48	54,3	369,33	2,1	36,5	8442,1832	22,8581	35,7409	36,0334	faces CP irregular
76	4,570	116,16	54,3	307,59	2,1	33,6	7771,4344	25,2656	32,9012	33,1602	faces CP irregular
83	4,970	137,64	54,3	261,57	2,5	17,6	4070,7514	15,5628	17,2340	17,6816	
88	5,400	136,09	54,3	294,84	2,5	26,8	6198,6441	21,0238	26,2426	26,8945	
94	5,834	124,45	54,4	197,11	2,3	25,6	5921,0929	30,0395	24,9755	25,3582	
		131,34	54,3	301,25	2,4			17,4961	22,4136		Média
		7,64	0,04	53,68	0,1			6,6328	8,6057		Desvio padrão

Nº = Identificação do *CP*; *X* = localização do *CP* no furo; *l* = comprimento do *CP*; *d* = diâmetro do *CP*; *t* = tempo de carregamento; *R* = razão comprimento/diâmetro do *CP*; Pressão lida no manômetro; *P* = força de ruptura do *CP* = pressão multiplicada pela área do pistão do aparelho (226,98 cm²); *P/t* = razão de carregamento = força aplicada na unidade de tempo;

σ_c = resistência à compressão uniaxial = $1/4 \cdot \pi \cdot d^2$; $\sigma_{c(l/d=2)}$ = resistência à compressão uniaxial corrigida para uma relação ($R = l/d = 2$).

(1) conforme ASTM (1986)

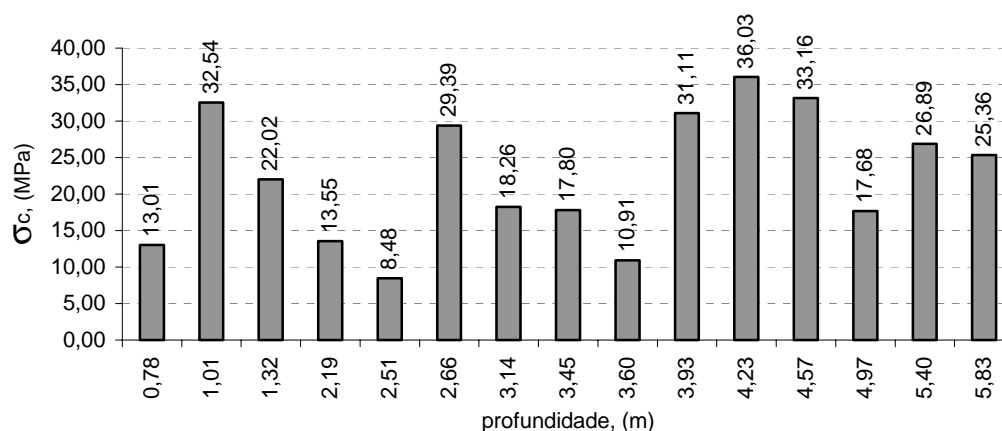
Figura 5.36 – Comportamento de $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 1.

Tabela 5.18 – Planilha de Cálculo para σ_c do Furo 2

<i>CP</i>	<i>X</i>	<i>l</i>	<i>d</i>	<i>R</i>	σ_c	$\sigma_{c(l/d=2)}^{(1)}$	Observação
N°	(m)	(mm)	(cm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	
10	1,1451	133,7	13,37	54,3	2,5	37,46	fóssil
14	1,4809	133,6	13,36	54,3	2,5	32,22	fóssil
19	1,8061	125,6	12,56	54,4	2,3	33,04	fóssil, pirita
22	2,0574	137,2	13,72	54,3	2,5	42,21	fóssil, pirita
25	2,3520	131,1	13,11	54,5	2,4	51,12	
32	2,7286	133,2	13,32	54,3	2,5	60,77	Pirita
39	3,4745	132,6	13,26	54,4	2,4	36,18	
43	3,7535	134,8	13,48	54,3	2,5	41,88	
44	3,9320	130,0	13,00	54,3	2,4	54,64	
49	4,2370	136,0	13,60	54,3	2,5	63,91	Pirita
55	4,9121	135,9	13,59	54,0	2,5	27,61	fóssil, pirita
56	5,8760	124,7	12,47	54,2	2,3	64,09	pirita
		132,37		54,3	2,4	45,43	Média
		3,77		0,12	0,1	12,45	Desvio padrão

N° = Identificação do *CP*; *X* = localização do *CP* no furo; *l* = comprimento do *CP*; *d* = diâmetro do *CP*;

R = razão comprimento/diâmetro do *CP*; $\sigma_{c(l/d=2)}$ = resistência à compressão uniaxial corrigida para uma relação ($R = l/d = 2$).

FONTE: Relatório 1285/25236 (CIEN TEC, 2003)

(1) conforme ASTM (1986).

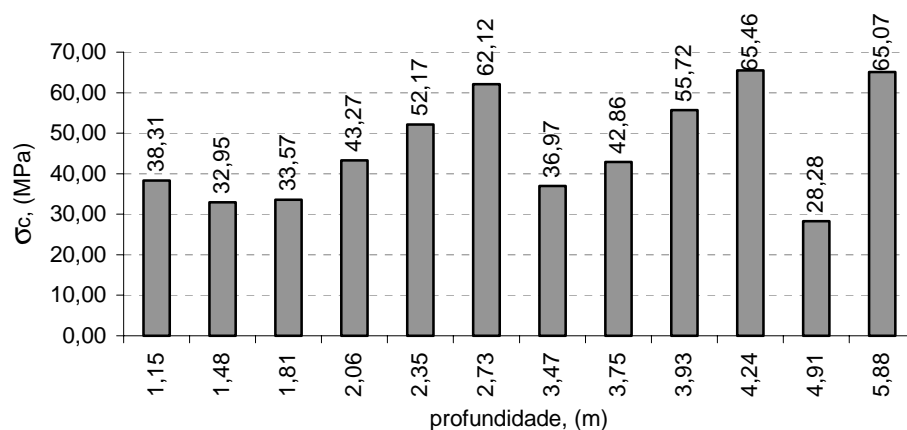


Figura 5.37 – Comportamento de $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 2.

Tabela 5.19 – Planilha de Cálculo para σ_c do Furo 3

<i>CP</i>	<i>X</i>	<i>l</i>	<i>d</i>	<i>R</i>	σ_c	$\sigma_{c(l/d=2)}^{(1)}$	Observação	
N°	(m)	(mm)	(cm)	(mm)	(MPa)	(MPa)		
3	0,6920	135,3	13,53	54,2	2,5	23,35	23,9059	
5	0,8560	134,4	13,44	54,1	2,5	30,49	31,1952	fóssil, junta
8	1,3114	117,8	11,78	54,1	2,2	40,33	40,6915	fóssil
10	1,5920	107,3	10,73	54,0	2,0	43,27	43,1840	
14	2,0560	133,7	13,37	54,3	2,5	27,18	27,7942	fóssil, junta
21	3,3564	125,6	12,56	54,2	2,3	46,01	46,7478	
24	3,6125	129,9	12,99	54,3	2,4	55,29	56,3743	
26	3,8254	119,7	11,97	54,3	2,2	33,02	33,3753	
27	3,9655	141,3	14,13	54,3	2,6	45,98	47,2735	
31	5,0055	134,1	13,41	54,2	2,5	48,53	49,6414	fóssil
36	5,3060	134,6	13,46	54,3	2,5	38,26	39,1508	
44	5,9530	137,3	13,73	54,1	2,5	36,49	37,4128	
		129,3		54,2	2,4	39,02	39,7289	Média
		9,4		0,1	0,2	9,01	9,1564	Desvio padrão

N° = Identificação do *CP*; *X* = localização do *CP* no furo; *l* = comprimento do *CP*; *d* = diâmetro do *CP*;

R = razão comprimento/diâmetro do *CP*; $\sigma_{c(l/d=2)}$ = resistência à compressão uniaxial corrigida para uma relação ($R = l/d = 2$) pela equação $\sigma_c = \sigma_{c(l/d=2)} / (0,88 + (0,24 \cdot d/l))$. ($R = l/d = 2$).

FONTE: Relatório 1285/25236 (CIEN TEC, 2003)

(1) conforme ASTM (1986).

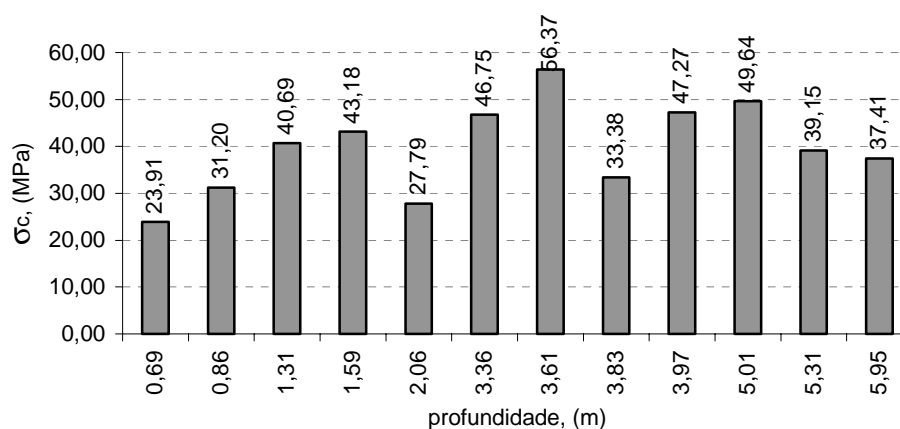


Figura 5.38 – Comportamento de $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 3.

5.4.3 Interpretação dos Resultados

A tabela 5.20 resume os valores da média e desvio padrão da resistência à compressão uniaxial de todos os *CP* ensaiados.

Tabela 5.20 – Estatística de $\sigma_{c(l/d=2)}$ para Todos os *CP*

Furo	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação	Intervalo de confiança de $\sigma_{c(l/d=2)}$	
	(MPa)	(MPa)	(%)	Média + Desvio padrão	Média – Desvio padrão
1	22,4136	8,6057	38,4	31, 0193	13,8079
2	46,3954	12,6818	27,3	59,0772	33,7136
3	39,7289	9,1564	23,0	48,8853	30,5725

A resistência à compressão uniaxial do furo 1 é muito baixa comparada com as médias dos furos 2 e 3, devido ao acabamento das faces dos *CP*. Nesses *CP* o acabamento ficou muito acima do valor recomendado pela norma e, segundo Pells (1993), quando o *CP* não tem faces planas e paralelas ocorre uma ruptura prematura e o módulo pode ser afetado significativamente por causa do efeito na resistência. Esses valores do furo 1 não podem ser usados para o estudo de dano no pilar tendo em vista que a resistência foi influenciada pelo acabamento inadequado das faces do *CP*; além disso, o coeficiente que correlaciona a resistência com a profundidade no furo também é muito baixo (0,2810), não sendo confiável avaliar dano no pilar com esses dados (Ver figura 5.39).

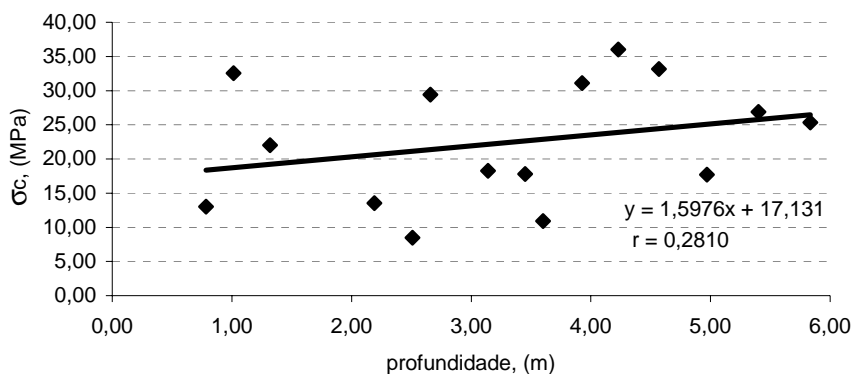


Figura 5.39 – Correlação entre $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 1.

A resistência à compressão uniaxial dos furos 2 e 3 está na ordem de grandeza de 46,4 MPa e 39,7 MPa respectivamente (ver figura 5.40 e 5.41). Não existe correlação estatisticamente aceitável entre a resistência e a profundidade no pilar porque o valor da correlação é inferior a 0,50, impedindo que se afirme que existe a confirmação da hipótese da dissertação, mas existe uma tendência nesse sentido.

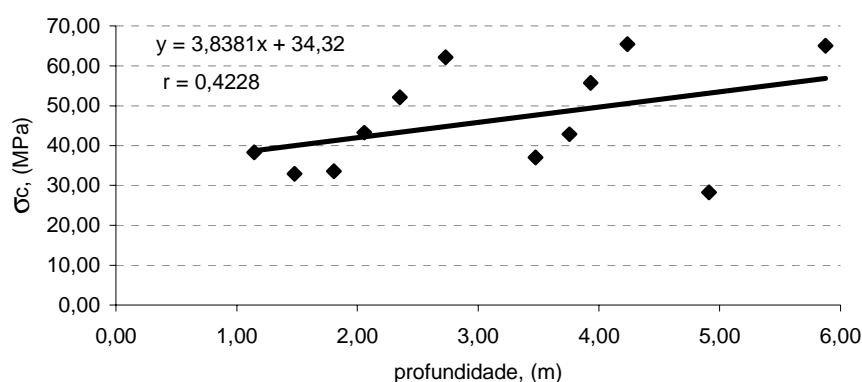


Figura 5.40 – Correlação entre $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 2.

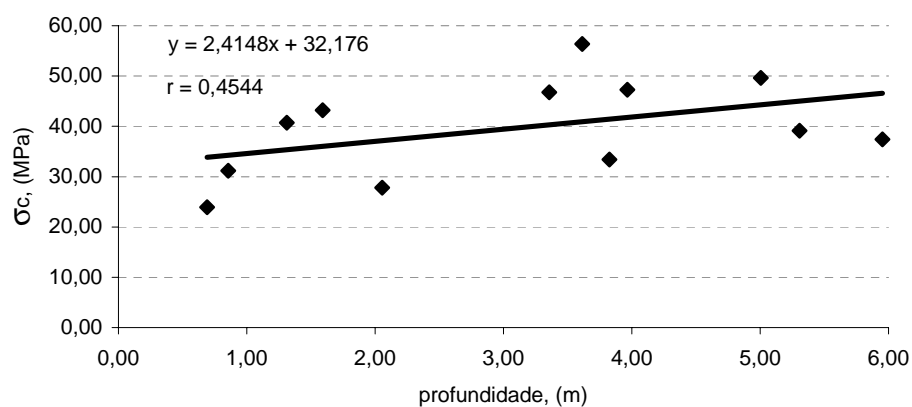


Figura 5.41 – Correlação entre $\sigma_{c(l/d=2)}$ pela Profundidade no Furo 3.

5.5 VELOCIDADE ULTRA-SÔNICA

De acordo com o documento *Suggested Methods for Determining Sound Velocity* (Rummel e Heerden, 1978), o ensaio de velocidade sônica é um método recomendado para a determinação da velocidade de propagação de ondas elásticas em rochas em ensaio de laboratório. As recomendações e informações contidas nesse documento, aqui chamadas de “normas”, foram utilizadas como guias do estudo desenvolvido.

Existem três variações no método de ensaio, mas não existem diferenças nos componentes eletrônicos do aparelho do ensaio que devem ser tanto quanto possível aplicáveis aos três métodos: técnica do pulso ultra-sônico de alta frequência, técnica do pulso ultra-sônico de baixa frequência e o método de ressonância. Os tipos de rochas e de amostras utilizados podem ser os mesmos em qualquer dos três métodos.

O primeiro método -técnica do pulso ultra-sônico de alta frequência- é usado para determinação de velocidades das ondas de compressão (de dilatação, longitudinal, tipo P) e ondas de cisalhamento (rotacional, transversal, tipo S) em CP de extensão praticamente infinita quando comparada com o comprimento do pulso utilizado. A condição de extensão infinita é satisfeita se o tamanho médio do grão é menor que o comprimento de onda do pulso e menor que a mínima dimensão do CP . Esse método usa intervalo de frequência entre 100 e 2.000 kHz com repetição da frequência entre 10 e 1000 segundos.

O segundo método -técnica do pulso ultra-sônico de baixa frequência- é usado para a determinação da velocidade das ondas de dilatação e torsão em barras ou CP cilíndricos de rocha (ondas de propagação em uma dimensão – longitudinal). O método é adequado para CP que são longos quando comparados ao diâmetro (comprimento maior que três diâmetros) e o comprimento de onda do pulso deve ser longo quando comparado ao diâmetro (onda maior que cinco diâmetros). Esse método usa intervalo de frequência entre 2 e 30 kHz com repetição da frequência entre 10 e 100 segundos.

Com o terceiro método, pela determinação da frequência de ressonância das vibrações de dilatação e torsão de uma barra ou amostra cilíndrica de rocha (*CP*) com um comprimento maior que três vezes o diâmetro (comprimento de onda maior que seis vezes o diâmetro), a velocidade de ondas tipo barra, de dilatação e torsão, pode ser calculada.

Como o ensaio de velocidade ultra-sônica não é destrutivo, esse ensaio foi realizado sobre os mesmos *CP* do ensaio de compressão uniaxial. Aplicou-se a primeira técnica do pulso ultra-sônico de alta frequência porque esse método é adequado para *CP* obtidos de testemunhos de sondagens com uma relação comprimento-diâmetro menor do que três.

A razão de se ter introduzido a técnica de velocidade ultra-sônica nesse estudo de dano justifica-se porque através da propagação e atenuação das ondas ultra-sônicas pode-se obter informações sobre a integridade do *CP*. A integridade ou dano no *CP* dependerá do grau de fissuração nele existente.

5.5.1 Equipamento e Procedimento do Ensaio

Os equipamentos e procedimentos utilizados nesse ensaio foram os seguintes:

- i) unidade geradora do pulso:
 - intervalo de frequência: 100 kHz a 2.000 kHz;
 - repetição de frequência: 10 a 1.000 pulsos/s;
 - voltagem do pulso: deve ser compatível com os transdutores.
- ii) transdutores de frequência: transmissores e receptores com resposta de frequência plana de 100 kHz a 2.000 kHz.

Foi utilizado o equipamento PUNDIT modelo MARK V, com transdutores de frequência de pulso de 200 kHz, como aquele que se apresenta na figura 5.42.

Outras recomendações referentes ao cuidado e preparação dos *CP*, bem como com a realização do ensaio, foram consideradas:

- i) cuidados na sondagem horizontal, no manuseio e procedimento de preparação e polimento dos *CP*, diminuindo ao mínimo o dano mecânico do *CP*;
- ii) cuidado para preservar as condições de umidade *in situ* do testemunho e do *CP*.

Como se mostra na figura 5.42, as amostras de rochas são posicionadas num suporte de bancada. O transmissor, que é geratriz de ondas senoidais é pressionado na face plana normal ao eixo do *CP* com uma tensão aproximada de 10 N/cm² (para medidas de velocidade da onda longitudinal). O receptor deve ser posicionado na face oposta do *CP*. As velocidades, tanto das ondas *P* como *S*, são calculadas com o tempo de percurso medido e a distância entre os dois transdutores.



Figura 5.42 – Posicionamento do *CP* no Suporte de Bancada e Acoplamento dos Transdutores de Frequência (Laboratório de Mecânica de Rochas do CIENTEC, 2003).

A energia de transmissão entre os transdutores e o *CP* pode ser melhorada da seguinte maneira:

- i) com polimento da superfície das duas faces do *CP* tornando-as mais lisas e planas;
- ii) pelo acoplamento dos transdutores com as faces do *CP* por meio de uma camada fina de graxa, vaselina, glicerina, óleo ou adesivo epoxi.

O ensaio nos *CP* do furo 1 foi feito na UFRGS, enquanto que nos *CP* do furo 2 e 3 no laboratório do CIENTEC.

5.5.2 Planilhas de Cálculos

Nas tabelas 5.21, 5.22 e 5.23, são apresentadas as planilhas com o valor calculado da velocidade da onda de compressão (c) de todos os *CP* acompanhadas da representação gráfica do comportamento de (c) na profundidade do furo nas figuras 5.43, 5.44 e 5.45. A média e o desvio padrão que aparecem na tabela são representativos de todos os *CP*. A última coluna apresenta alguns destaques referentes à qualidade das faces do *CP* e a presença de planos de fraqueza no *CP*.

A seguinte informação dos *CP*, conforme sugere a norma deve acompanhar os resultados dos ensaios:

- i) litologia ou tipo de rocha: siltito maciço (*SM*) da camada de carvão Barro Branco da Mina Esperança;
- ii) modo de coleta da amostra (testemunho): sondagem horizontal de 6,0 m de profundidade de três pilares da mina conforme foi detalhado na seção 5.1;
- iii) descrição do ensaio: entre 20/8/2003 e 18/9/2003 foi realizado o ensaio com o equipamento PUNDIT, utilizando-se o método de pulso ultrassônico com transdutores de frequência de pulso de 200 kHz;
- iv) densidade: massa específica aparente na ordem de 2,62 g/cm³.

Tabela 5.21 – Planilha de Cálculo para (c) do Furo 1

<i>CP</i>	X	$l = d_p$		d	R	t_p	c	Observações
		(mm)	(km)					
9	0,783	132,09	132,1.10 ⁻⁶	54,3	2,4	28.10 ⁻⁶	4,72	faces CP irregular

12	1,013	121,62	$121,6 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,2	$26 \cdot 10^{-6}$	4,71	
17	1,320	138,01	$138,0 \cdot 10^{-6}$	54,4	2,5	$28 \cdot 10^{-6}$	4,91	
33	2,191	136,33	$136,3 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,5	$32 \cdot 10^{-6}$	4,23	faces CP irregular
40	2,510	128,44	$128,4 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,4	$30 \cdot 10^{-6}$	4,25	faces CP irregular
41	2,660	135,52	$135,5 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,5	$32 \cdot 10^{-6}$	4,21	faces CP irregular
54	3,140	136,02	$136,0 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,5	$29 \cdot 10^{-6}$	4,68	faces CP irregular
61	3,450	136,91	$136,9 \cdot 10^{-6}$	54,4	2,5	$30 \cdot 10^{-6}$	4,53	faces CP irregular
62	3,600	138,42	$138,4 \cdot 10^{-6}$	54,4	2,5	$31 \cdot 10^{-6}$	4,48	
69	3,926	135,97	$136,0 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,5	$29 \cdot 10^{-6}$	4,71	faces CP irregular
70	4,230	116,48	$116,5 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,1	$24 \cdot 10^{-6}$	4,79	faces CP irregular
76	4,570	116,16	$116,2 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,1	$25 \cdot 10^{-6}$	4,60	faces CP irregular
83	4,970	137,64	$137,6 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,5	$30 \cdot 10^{-6}$	4,52	
88	5,400	136,09	$136,1 \cdot 10^{-6}$	54,3	2,5	$30 \cdot 10^{-6}$	4,48	
94	5,834	124,45	$124,5 \cdot 10^{-6}$	54,4	2,3	$27 \cdot 10^{-6}$	4,54	
		131,34		54,3	2,4		4,56	Média
		7,64		0,04	0,1		0,20	Desvio padrão

N° = Identificação do CP; X = localização do CP no furo; $l = d_p$ = comprimento do CP ou distância entre o transmissor e receptor; d = diâmetro do CP; R = razão comprimento/diâmetro do CP; t_p = tempo que a onda P leva para percorrer a distância d_p ; c = velocidade da onda de compressão = d_p/t_p .

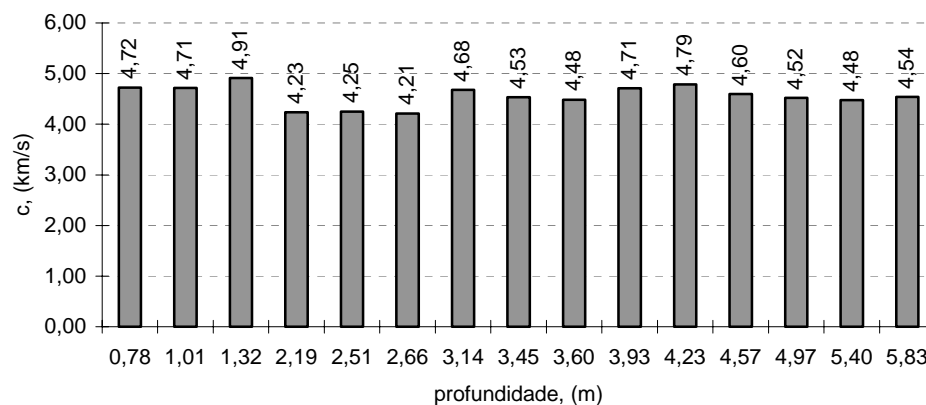


Figura 5.43 – Velocidade da Onda de Compressão pela Profundidade no Furo 1.

Tabela 5.22 – Planilha de Cálculo para (c) do Furo 2

CP	X	d	$l = d_p$		R	c	Observações
N°.	(m)	(mm)	(mm)	(km)		(km/s)	

10	1,1451	54,3	133,7	$133,7 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,31	fóssil
14	1,4809	54,3	133,6	$133,6 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,42	fóssil
19	1,8061	54,4	125,6	$125,6 \cdot 10^{-6}$	2,3	4,62	fóssil, pirita
22	2,0574	54,3	137,2	$137,2 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,67	fóssil, pirita
25	2,3520	54,5	131,1	$131,1 \cdot 10^{-6}$	2,4	4,50	
32	2,7286	54,3	133,2	$133,2 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,69	Pirita
39	3,4745	54,4	132,6	$132,6 \cdot 10^{-6}$	2,4	4,56	
43	3,7535	54,3	134,8	$134,8 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,48	
44	3,9320	54,3	130,0	$130,0 \cdot 10^{-6}$	2,4	4,58	
49	4,2370	54,3	136,0	$136,0 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,52	Pirita
55	4,9121	54,0	135,9	$135,9 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,54	fóssil, pirita
56	5,8760	54,2	124,7	$124,7 \cdot 10^{-6}$	2,3	5,78	pirita
		54,3	132,37		2,4	4,64	Média
		0,12	3,77		0,1	0,36	Desvio padrão

N° = Identificação do CP; X = localização do CP no furo; d = diâmetro do CP; $l = d_p$ = comprimento do CP ou distância entre o transmissor e receptor; R = razão comprimento/diâmetro do CP; c = velocidade da onda de compressão = d_p/t_p .

FONTE: Relatório 1285/25236 (CIEN TEC, 2003)

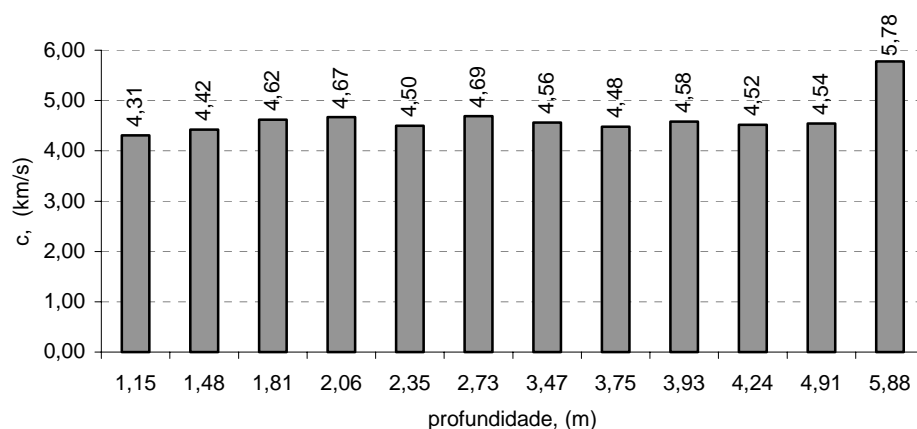


Figura 5.44 – Velocidade da Onda de Compressão pela Profundidade no furo 2.

Tabela 5.23 – Planilha de Cálculo para (c) do Furo 3

CP N°.	X (m)	d (mm)	l = d _p		R	c (km/s)	Observações
			(mm)	(km)			
3	0,6920	54,2	135,3	$135,3 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,44	

5	0,8560	54,1	134,4	$134,4 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,60	fóssil, junta
8	1,3114	54,1	117,8	$117,8 \cdot 10^{-6}$	2,2	4,69	fóssil
10	1,5920	54,0	107,3	$107,3 \cdot 10^{-6}$	2,0	4,75	
14	2,0560	54,3	133,7	$133,7 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,49	fóssil, junta
21	3,3564	54,2	125,6	$125,6 \cdot 10^{-6}$	2,3	4,83	
24	3,6125	54,3	129,9	$129,9 \cdot 10^{-6}$	2,4	4,52	
26	3,8254	54,3	119,7	$119,7 \cdot 10^{-6}$	2,2	4,71	
27	3,9655	54,3	141,3	$141,3 \cdot 10^{-6}$	2,6	4,60	
31	5,0055	54,2	134,1	$134,1 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,69	fóssil
36	5,3060	54,3	134,6	$134,6 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,89	
44	5,9530	54,1	137,3	$137,3 \cdot 10^{-6}$	2,5	4,77	
		54,3	129,3		2,4	4,67	Média
		0,1	9,4		0,2	0,13	Desvio padrão

Nº = Identificação do *CP*; *X* = localização do *CP* no furo; *d* = diâmetro do *CP*; $l = d_p =$

comprimento do *CP* ou distância entre o transmissor e receptor; *R* = razão comprimento/diâmetro do *CP* ;

c = velocidade da onda de compressão = d_p/t_p .

FONTE: Relatório 1285/25236 (CIEN TEC, 2003)

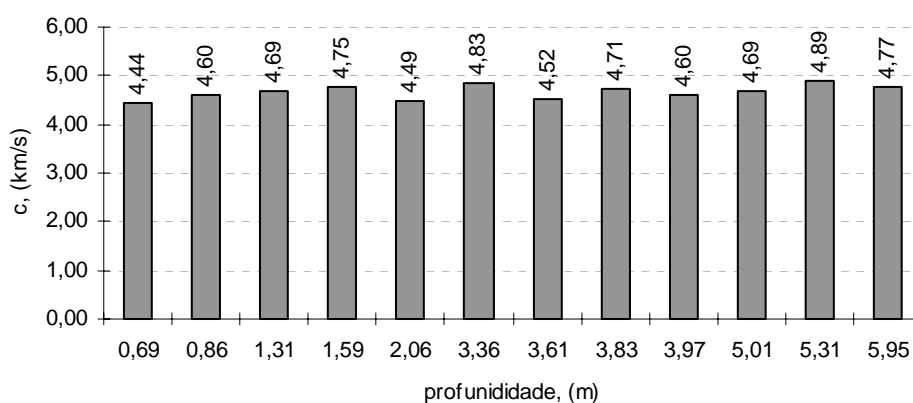


Figura 5.45 – Velocidade da Onda de Compressão pela Profundidade no Furo 3.

5.5.3 Interpretação dos Resultados

A tabela 5.24 resume os valores da média e desvio padrão da velocidade da onda de compressão de todos os *CP* ensaiados.

Tabela 5.24 – Estatística de c para Todos os *CP*

Furo	Média	Desvio padrão	Coeficiente de variação	Intervalo de confiança de c (km/s)	
	(km/s)	(km/s)	(%)	Média + Desvio padrão	Média – Desvio padrão
1	4,56	0,20	4,4%	4,76	4,36
2	4,64	0,36	7,8%	5,00	4,28
3	4,67	0,13	2,8%	4,80	4,53

As informações contidas na tabela 5.24 mostram que os coeficientes de variação são baixos, o que autoriza a utilização de todos os valores da velocidade da onda de compressão de cada furo para a análise de correlação (figura 5.46, 5.47 e 5.48). Os coeficientes de correlação alcançados foram:

Furo 1: $r = -0,13$

Furo 2: $r = 0,62$

Furo 3: $r = 0,54$

No furo 1, não existe correlação entre a velocidade da onda de compressão do material e a profundidade do pilar (Figura 5.46). O valor negativo no coeficiente de correlação demonstra que existe um comportamento contrário ao formulado pela hipótese dessa dissertação.

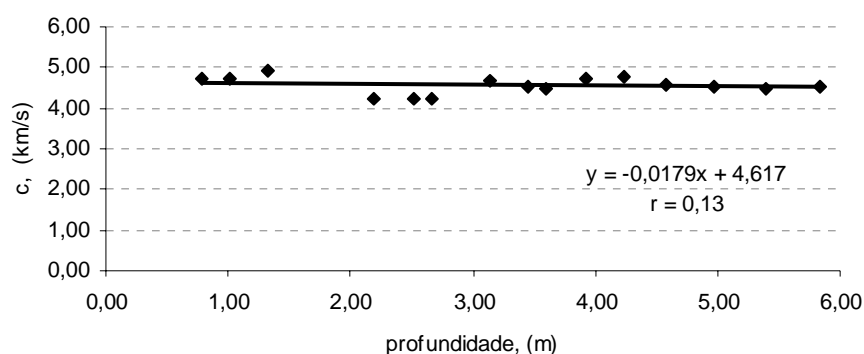


Figura 5.46 – Reta de Correlação de $c = f(X)$ no Furo 1.

No furo 2 e 3, existe correlação estatisticamente válida entre a velocidade da onda de compressão do material e a profundidade no pilar (figura 5.47 e 5.48), mas

os *CP* ensaiados nesses dois furos não cobrem toda a extensão da sondagem, ficando praticamente sem ensaio as zonas mais próximas da face do pilar. As diferenças muito pequenas entre os valores de velocidade da onda de compressão dos *CP*, as quais só aparecem na primeira casa decimal, a nosso ver, não são indicativas de uma tendência de rocha mais íntegra para o interior do pilar: a velocidade da onda de compressão é afetada pelas discontinuidades que atravessam no *CP*, sendo atenuada por elas, isto é, quanto maior o número de discontinuidades atravessadas, menor será a velocidade da onda de compressão.

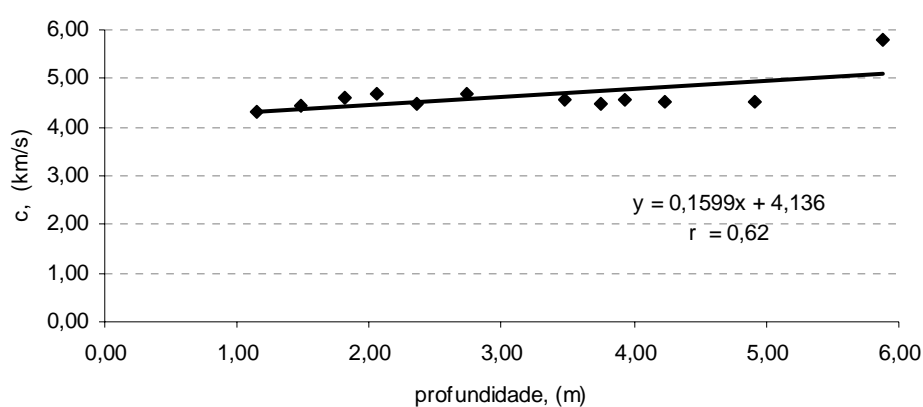


Figura 5.47 – Reta de Correlação de $c = f(X)$ no Furo 2.

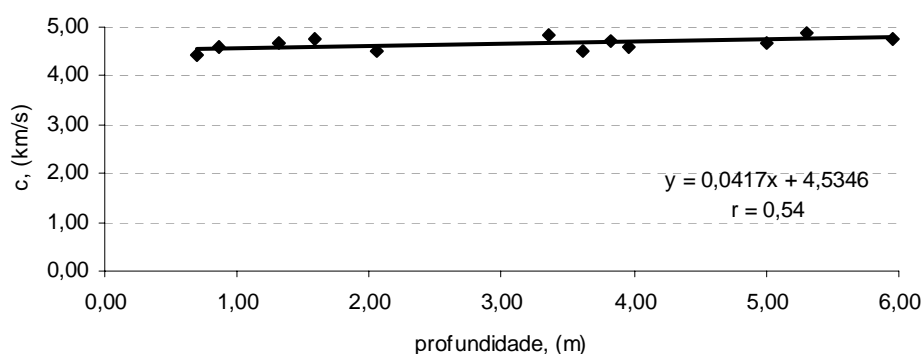


Figura 5.48 – Reta de Correlação de $c = f(X)$ no Furo 3.

5.6 VIBRAÇÃO

A vibração ou a onda sísmica produzida pela detonação com explosivo foi abordada nessa seção como mais um possível método a ser utilizado para determinar os danos que o explosivo produz nos pilares de carvão da mina. Os danos devem acontecer quando a resistência à compressão uniaxial dinâmica do maciço rochoso (pilar de carvão) for inferior à tensão de compressão que sofre o pilar quando esse é atravessado pela onda sísmica gerada na detonação. Essa tensão, que se chama de tensão na onda de compressão, é obtida pela relação entre duas velocidades: a velocidade de partícula e a velocidade de propagação da onda de compressão. A primeira é obtida por meio de monitoramento da vibração da rafa detonada e a segunda por meio de emissão de pulso ultra-sônico em ensaio de CP de rocha.

O parâmetro crítico para a determinação da tensão na onda de compressão é a velocidade de partícula. Nessa dissertação, usaremos o parâmetro PVS (peak vector sum) da vibração da partícula, o qual será estimado a partir do monitoramento com sismógrafo das detonações feitas no maciço (camada de carvão). Dos valores medidos, deverá resultar uma equação representativa da lei de atenuação da vibração das partículas e, por consequência, uma lei de atenuação da tensão de compressão na frente da onda de vibração.

Como resultado de toda experiência localizada e com poucas determinações, as leis de atenuação apresentadas nessa dissertação aplicam-se exclusivamente à camada de carvão Barro Branco lavrada na Mina Esperança.

5.6.1 Desmonte com Explosivo da Camada de Carvão Barro Branco

A operação produtiva no subsolo denominada desmonte é constituída pelo corte da rafa na camada de carvão, a sua furação, a colocação das cargas explosivas e a detonação. Trata-se de operação importante porque o custo do explosivo é alto e o seu consumo deve ser reduzido ao mínimo. Ainda, um

desmante mal projetado e mal realizado atrapalha todo o ciclo de operações encadeadas que se realizam no subsolo.

A experiência da Carbonifera Metropolitana S/A em desmante de camada de carvão vem de longa data e o plano de fogo que se apresenta na figura 5.49 é aquele que foi empregado durante as medições de vibração com sismógrafo. O quadro 5.5 detalha a sequência de iniciação e os tempos das espoletas de retardo.

Trata-se de desmante com corte na camada onde o explosivo tem duas faces livres de atuação: uma face vertical (galeria) e outra horizontal (corte). O corte da camada é feito para economizar explosivo, permitindo uma redução da ordem de duas vezes em quantidade se comparado a um desmante sem corte horizontal (“fogo no duro”).

Os números relacionados a esse plano de fogo são os seguintes:

- | | | |
|------|--------------------------|--|
| i) | volume desmontado: | $6,0 \text{ m (largura)} \times 3,0 \text{ m (rafa)} \times 2,3 \text{ m (altura)} = 41,4 \text{ m}^3$ |
| ii) | número de furos na rafa: | 11 |
| iii) | explosivo EMBEX 2" × 24" | 1389 g/cartucho |
| iv) | cartuchos/rafa: | 23 |
| v) | carga explosiva: | $31947 \text{ g} \cong 31,9 \text{ kg/rafa}$ |
| vi) | razão de carga: | $\frac{31.947 \text{ g/rafa}}{41,1 \text{ m}^3/\text{rafa}} = 772 \text{ g/m}^3$ |
| vii) | diâmetro do furo: | 2,5 pol. |

Informações adicionais do plano de fogo:

- i) Perfuratriz Hidráulica JOY com rotação pura (uma lança 4,0 m);
- ii) Acessórios de iniciação não elétrico (tubo de choque + espoleta + estopim + cordel);
- iii) Tampão de barro (tarugo 2" × 8").

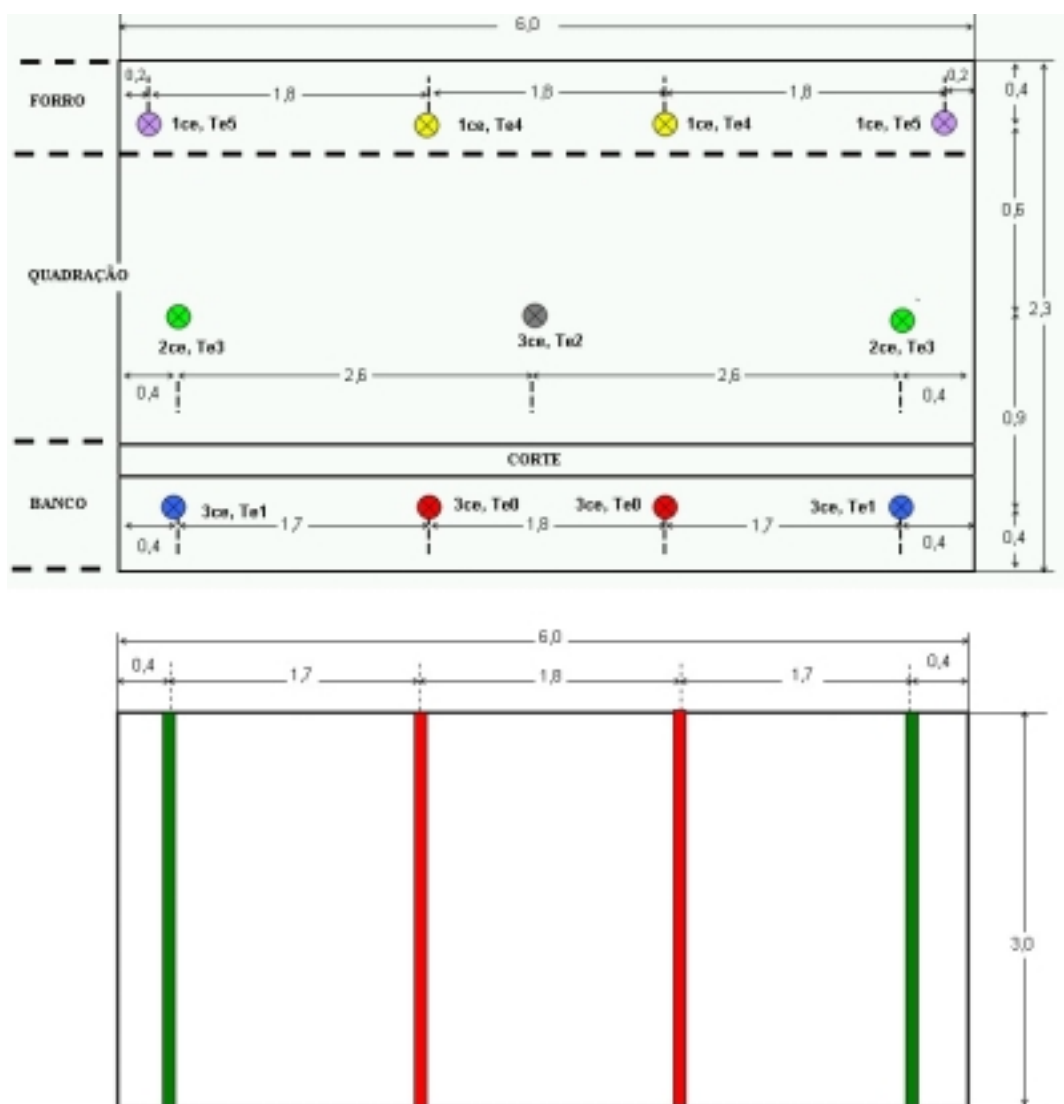


Figura 5.49 – Plano de Fogo da Camada de Carvão Barro Branco Lavrada pela Mina Esperança (Carbonifera Metropolitana S/A). Todas as medidas em metros (ce – cartucho de explosivo T_e – tempo de retardo da espoleta).

Quadro 5.5 – Sequência de Iniciação e Tempo de Espera da Espoleta

Sequência iniciação	Comprimento do Tubo	Espera da Espoleta (Milisegundos)
Saida	9 m	$T_e 0 = 0$
Contorno do banco	12 m	$T_e 1 = 25$
Centro da quadração	12 m	$T_e 2 = 125$
Contorno da quadração	12 m	$T_e 3 = 225$
Centro do forro	12 m	$T_e 4 = 350$
Contorno do forro	12 m	$T_e 5 = 500$

FONTE: Carbonifera Metropolitana S/A

O explosivo – EMBEX – empregado nesse plano de fogo tem velocidade de detonação de 4000 m/s e densidade de 1,05 a 1,18 g/cm³. A pressão de detonação (*PD*) é determinada conforme a equação que foi apresentada no capítulo (3):

$$PD = 2,325 \cdot 10^{-7} \cdot VDO^2 \cdot \gamma \quad (5.1)$$

$$PD = 2,325 \cdot 10^{-7} \cdot 13124^2 \text{ pé/s} \cdot 1,115 \text{ g/cm}^3 = 45,0 \text{ kbar}$$

$$PD = 4.496,9 \text{ MPa}$$

onde,

$$VDO = 4000 \text{ m/s} = 13124 \text{ pé/s}$$

$$\gamma = \frac{(1,05 + 1,18) \text{ g/cm}^3}{2} = 1,115 \text{ g/cm}^3$$

A pressão de detonação (*PD*) altíssima (4.500 MPa) é aquela que ocorre na coluna de explosivo dentro do furo na camada de carvão, fragmentando-a intensamente e provocando danos no pilar que está sendo individualizado pela rafa: a resistência à compressão do maciço-camada é de aproximadamente 40 MPa (valor aproximado da resistência à compressão uniaxial dos furos 2 e 3) isto é, uma centena de vezes menor que a *DP*.

A dissipação que ocorre é da onda sísmica e essa pode até atravessar todo o pilar. O que não ocorre é a fragmentação em toda a largura do pilar: existe uma dissipação do nível de pressão na frente de onda à medida que ela perde energia na sua trajetória.

A pressão nas paredes do furo (P_f) calculada pela equação que foi apresentada no capítulo (3) é de 659 MPa. Essa pressão acontece em etapa posterior à pressão de detonação com a expansão dos gases e não gera onda sísmica, que é gerada pela *PD*.

$$P_f = 1,69 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma \cdot VDO^2 \cdot \left(\sqrt{e_f} \cdot \frac{d_e}{d_f} \right)^{2,6}, \text{ (psi)} \quad (5.2)$$

$$P_f = 1,69 \cdot 10^{-3} * 1,115 \text{ g/cm}^3 * (13124 \text{ pé/s})^2 * \left(\sqrt{0,61} * \frac{2,0''}{2,5''} \right)^{2,6} = 95556 \text{ psi}$$

$$P_f = 659 \text{ MPa}$$

onde,

e_f = percentual de explosivo (EMBEX) no comprimento do furo (em decimal). Para um furo do banco no plano de fogo da figura 5.49
 $= 3 \text{ cartuchos} * 24'' / 3m = 182,88 \text{ cm} / 300 \text{ cm} = 0,61$.

d_e = diâmetro do cartucho do explosivo no plano de fogo, (pol).

d_f = diâmetro do furo no plano de fogo, (pol).

5.6.2 Metodologia da Medição de Vibração *In Situ*

Para medir as vibrações produzidas pela detonação, foi usado sismógrafo fabricado pela Instantel Inc. modelo *MiniMate Plus* serie BE6812 V 4.33-4.33 com transdutor externo padrão (com sensores de geofone) de 2 a 300 Hz de resposta de frequência. Esse modelo oferece oito canais de gravação com opção de gravação externa por transdutor ou microfone. O monitor mede vibrações de maciço (*ground vibrations*) transversal, vertical e longitudinal.

A Instantel Inc. fornece alguns procedimentos no que se refere à instalação do transdutor padrão, mas alerta, também, que se pode programar métodos próprios para aplicações específica. Destaca a importância de acoplar o transdutor padrão de uma maneira firme para assegurar resultados confiáveis. As recomendações se referem a:

- i) cuidados na orientação do transdutor padrão: a flecha marcada no topo do transdutor deve ser orientada na direção do evento para assegurar que os sensores do geofone, situados no interior no

transdutor, permaneçam nos seus eixos naturais. Além disso, o transdutor deve ser instalado nivelado;

- ii) cuidados na fixação (*coupling*) do transdutor padrão: o transdutor deve ser acoplado firmemente na superfície da rocha. O acoplamento é crítico para a obtenção de resultados confiáveis e acurados. Uma fixação inadequada permitirá que o transdutor mova-se de uma maneira independente da superfície onde está acoplado, resultando monitoramentos distorcidos, frequentemente mais altos. Para acoplamentos em superfícies duras, como rochas, o método preferencial de instalação consiste em parafusar o transdutor padrão à superfície.

Foi escolhido o teto das galerías do CM-05 no Painel de Lavra 9 – Eixo 17 da Mina Esperança como o local para as medições de vibração com sismógrafo. As galerías e travessões que receberam a onda sísmica da detonação e a distância (R) que separa o local da medição do local da detonação são apresentados no quadro 5.6, onde (G) significa galería e (T), travessão. A distância (R) é a medida em linha reta entre o geofone orientado para a rafa e o ponto da detonação.

A fixação do transdutor padrão foi feita num parafuso de aço CA-50, coluna total de resina de 1,0 m de comprimento e diâmetro ($\phi \frac{3}{4}$ "), ancorado no teto de arenito maciço, como se mostra na figura 5.50.

A razão de se ter escolhido o teto das galería como ponto de medição de vibração e não a face do pilar deve-se a que a onda sísmica (de compressão), produto da detonação, perde continuidade quando chega à borda do pilar (não se propaga pelo ar).

O *MiniMate Plus* foi configurado conforme as recomendações do fabricante e no quadro 5.7 apresentam-se as configurações que foram feitas para atender as necessidades das medições.

Quadro 5.6 – Localização da Detonação com Explosivo e Distância de Afastamento com respeito ao Ponto de Medição

Evento N°	Galeria - Travessão	Distância R (m)	Evento N°	Galeria - Travessão	Distância R (m)
1	G0-T31/32	18,10	20	G2-T2/3	30,00
2	G5/4-T31	14,40	21	G0-T2/3	22,20
3	G5-T31/32	14,40	22	G00-T2/3 e G00/0-T2	38,20
4	G3-T31/32	18,62	23	G6-T2/3 e G6/7-T2	28,40
5	G8/9-T31	31,42	24	G8-T1/2	18,40
6	G0-T32/33 e G0/00-T32	19,10	25	G1/2-T2 e G1/0-T2	14,40
7	G8-T0000/000	35,60	26	G0-T3/4	10,20
8	G7/8-T000	24,70	27	G2-T3/4 e G2/3-T3	27,00
9	G8-T0000/000	33,40	28	G8-T1/2	21,80
10	G8-T000/0000 e G8-T000/00	25,60	29	G1-T3/4	27,60
11	G2-T1/2	23,20	30	G1/2-T3	32,60
12	G2/3-T1	19,20	31	G0-T3/4	14,90
13	G1-T1/2 e G1/0 T1	16,60	32	G7-T2/3	20,80
14	G0/1-T1	14,30	33	G7/8-T2	24,00
15	G0/00-T2 e G0/01-T2	32,40	34	G5-T3/4	38,60
16	G6-T1/2	47,00	35	G5/4-T3	32,80
17	G6/7-T1	33,30	36	G2-T3/4	34,80
18	G5-T2/3 e G5/6-T2	46,60	37	G7/8-T2	23,20
19	G2/1-T2	25,00	38	G000-T2/3	14,00

Quadro 5.7 – Configuração do *MiniMate Plus* Para as Medições de Vibração no Teto da Camada Barro Branco

continua

Parâmetro	Característica	Configuração do <i>MINIMATE PLUS</i>
Modo de registro	O <i>MiniMate Plus</i> registra um evento, mostra o resultado e continua a monitorar, pronto para registrar os eventos seguintes.	Modo contínuo
Amostras	O <i>MiniMate Plus</i> permite 1024, 2048 e 4096 amostras por segundo.	4096 eventos por segundo
Maximum Geo Range	O <i>Max Geo Range</i> especifica os limites dos geofones no transdutor padrão.	254 mm/s
Disparo do gatilho	O disparo do gatilho programa o <i>MiniMate Plus</i> para disparar e iniciar o registro de um evento automaticamente quando ocorre a vibração do terreno.	Transdutor (GEOFONE)

Quadro 5.7 – Configuração do *Minimate Plus* Para as Medições de Vibração no Teto da Camada Barro Branco

Parâmetro	Característica	Configuração do <i>MINIMATE PLUS</i>
Nível do gatilho	O nível do gatilho estabelece um parâmetro de referência que deve ser uma atividade que ocorra antes que o <i>MiniMate Plus</i> inicie o registro.	3,0 mm/seg
Modo de parar o registro	O modo de parar o registro estabelece como programar o <i>MiniMate Plus</i> para suspender o registro depois que o gatilho foi disparado.	1,0 a 2,0 seg

FONTE: InstanTel Inc.

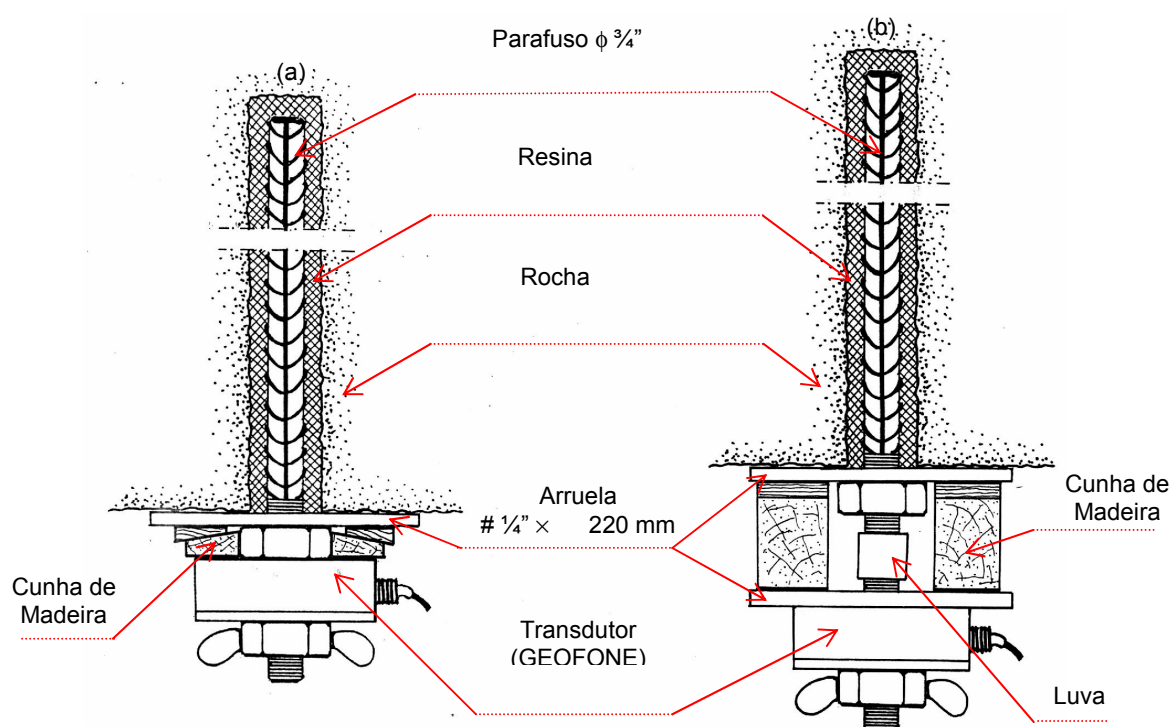


Figura 5.50 – Fixação do Transdutor (Geofone). (a) Primeiro Tipo de Fixação, (b) Segundo Tipo de Fixação (adotado).

Após a configuração e fixação do equipamento no ponto de medição, o dispositivo estava pronto para captar a onda sísmica produto da detonação. No momento que antecedia à detonação o equipamento era ligado no modo *monitoring* e quando o nível do gatilho (3,0 mm/seg) era excedido a onda de compressão era captada, voltando o equipamento ao modo *monitoring* pronto para registrar outra detonação.

Após o registro da detonação, o procedimento continuava com a verificação dos dados registrados. Essa operação era feita *in situ* observando os registros no próprio sismógrafo e, posteriormente, transferidos para um computador onde os dados da detonação eram impressos individualmente, isto é, por evento (detonação de uma rafa), como se apresenta na figura 5.51.

No gráfico do sismógrafo estão registradas as seguintes informações básicas:

- i) o pico da velocidade de partícula (*PPV*) em cada direção (transversal, vertical e longitudinal) e o tempo decorrido;
- ii) o valor pico do vetor soma (*PVS*), resultante de todas as *PPV*, e o tempo exato da ocorrência;
- iii) a qualidade da medição (observada pela forma do gráfico);
- iv) a chegada das ondas nas três direções permitindo identificar os tempos de retardo.

Identificando o tempo onde ocorreu a *PVS*, a carga explosiva que gerou o evento pode ser determinada no plano de detonação da rafa. No caso da figura 5.51 a *PVS* = 17,2 mm/s aconteceu no tempo de 0,017 s, representativo do retardo T_e do plano de fogo mostrado na figura 5.49 onde somente dois furos tem retardo de 25 ms (0,025 s) e estão carregados com três cartuchos de explosivo cada um. Portanto, a carga explosiva relacionada à *PVS* medida é de 6 cartuchos \times 1389 g/cartucho = 8,334 g = 8,3 kg de explosivo.

5.6.3 Determinação da Equação de *PVS* da Camada de Carvão Barro Branco

Segundo Dowding (2000), a velocidade de partícula pode ser prevista a partir de relações de atenuação simples ou por meio de relações escalonadas: a atenuação simples descreve o decaimento do pico de velocidade com a distância da fonte, enquanto que a relação escalonada descreve o decaimento com a distância normalizada pela fonte de energia. Na bibliografia consultada (Siskind, 2000 e Dowding, 1985), as análises de vibrações usam a distância escalonada que é obtida

dividindo-se a distância por um fator de escala (*scaling factor*) relacionado ao peso da carga detonada, permitindo, assim a comparação entre detonações de diferentes tamanhos.

	Tran	Vert	Long	
PPV	15.0	5.97	13.5	mm/s
ZC Freq	146	205	146	Hz
Time (Rel. to Trig)	0.017	0.126	0.018	sec
Peak Acceleration	1.43	0.848	1.33	g
Peak Displacement	0.0162	0.00428	0.0139	mm
Sensorcheck ©	Passed	Passed	Passed	

Peak Vector Sum 17.2 mm/s at 0.017 sec

(PVS em Te1)

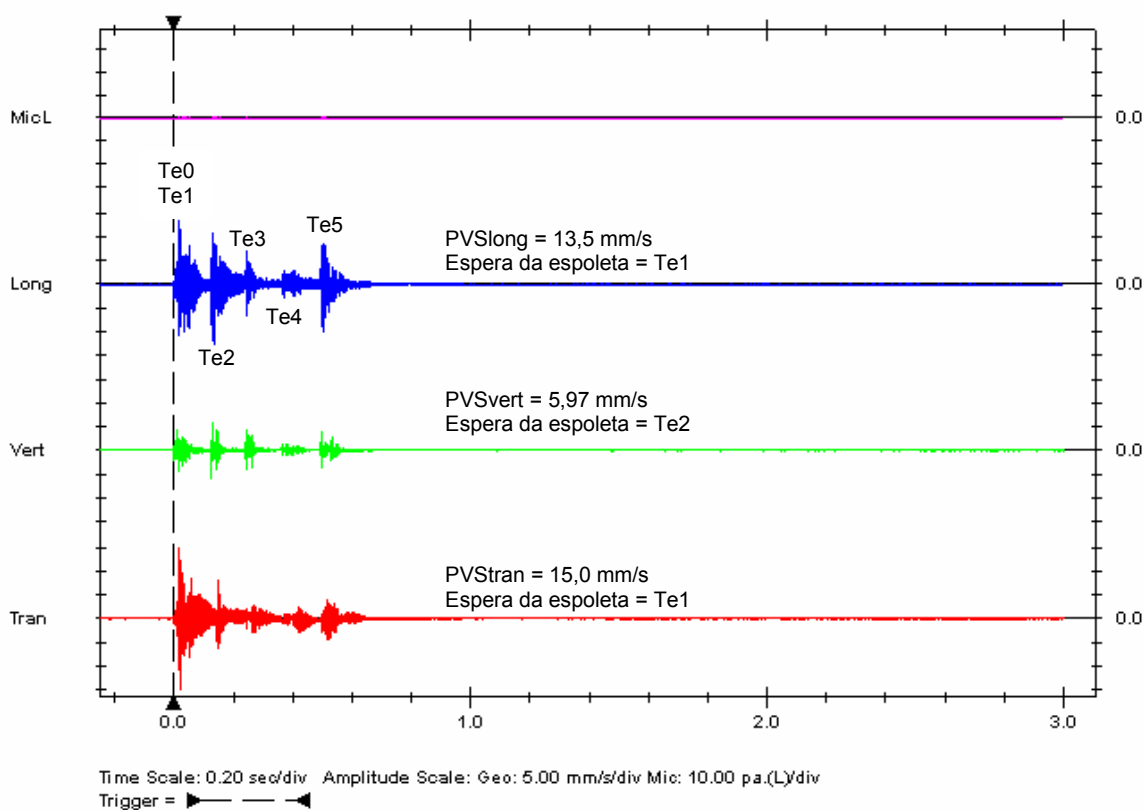


Figura 5.51 – Gráfico de Medição de Velocidade de Partícula.

Nessas bibliografias, as análises empregam o fator raiz quadrada e raiz cúbica da carga. Dowding (1992) menciona que qualquer das duas pode ser empregada para prever atenuação ou decaimento da velocidade de partícula, mas aquela que emprega o fator da raiz quadrada da carga é mais usada. A lei de

atenuação é uma correlação das medidas de velocidade de partículas com a distância entre o transdutor (com os geofones) e a detonação.

Primeiramente, foi feita uma tentativa de correlação linear entre as 38 medidas de *PVS* e a distância escalonada $(R/W_{ret}, R/W_{ret}^{1/2}, R/W_{ret}^{1/3})$, que constam na tabela 5.25, representadas nas figuras 5.52(a)(b)(c). De acordo como Instatel Inc. o vetor soma da velocidade representa a magnitude da resultante das velocidades da partícula calculada da seguinte maneira:

$$PVS = \sqrt{T^2 + V^2 + L^2} \quad (5.3)$$

onde,

T = velocidade da partícula no plano transversal.

V = velocidade da partícula no plano vertical.

L = velocidade da partícula no plano longitudinal.

MiniMate Plus calcula a *PVS* para cada ponto de onda registrado e mostra o valor máximo, o que pode não coincidir, por se tratar de uma resultante, com a velocidade do pico de uma onda partícular, quer longitudinal, transversal ou vertical (Instatel Inc.).

Tabela 5.25 – *PVS* do Teto da Camada Barro Branco

Evento N°.	Data (Ano 2003)	W_T (kg)	<i>R</i> (m)	<i>PVS</i> _{medido} (mm/s)	em (s)	<i>T_e</i>	<i>W_{ret}</i> (kg)	<i>R/W_{ret}</i>	<i>R/W_{ret}</i> ^{1/2}	continua
										<i>R/W_{ret}</i> ^{1/3}
2		25,2	14,40	58,6	0,236	3	5,6	2,5714	6,0851	8,1090
3		32,2	14,40	51,6	0,236	3	5,6	2,5714	6,0851	8,1090
4	26/08	32,2	18,62	51,0	0,144	2	4,2	4,4333	9,0856	11,5406
5		32,2	31,42	17,7	0,384	4	2,8	11,2214	18,7770	22,2922
6		64,4	19,10	53,9	0,142	2	4,2	4,5476	9,3198	11,8381
7	29/08	32,2	35,60	47,5	0,240	3	5,6	6,3571	15,0437	20,0472
8		32,2	24,70	64,0	0,034	1	8,4	2,9405	8,5223	12,1508
9	01/09	32,2	33,40	53,3	0,151	2	4,2	7,9524	16,2975	20,7013
10		64,4	25,60	74,7	0,167	2	4,2	6,0952	12,4915	15,8668
11		32,2	23,20	92,1	0,146	2	4,2	5,5238	11,3204	14,3793
12		32,2	19,20	77,6	0,015	1	8,4	2,2857	6,6246	9,4451
13		64,4	16,60	62,1	0,250	3	5,6	2,9643	7,0148	9,3479
14		32,2	14,30	58,0	0,144	2	4,2	3,4048	6,9777	8,8631

Tabela 5.25 – PVS do Teto da Camada Barro Branco

Evento N°.	Data (Ano 2003)	W_T (kg)	R (m)	PVS_{medido} (mm/s)	em (s)	T_e	W_{ret} (kg)	R/W_{ret}	conclusão	
									$R/W_{ret}^{1/2}$	$R/W_{ret}^{1/3}$
15	04/09	64,4	32,40	38,7	0,243	3	5,6	5,7857	13,6915	18,2452
16		32,2	⁽¹⁾ 47,00	22,9	0,174	2	4,2	11,1905	22,9337	29,1305
17		32,2	33,30	33,2	0,136	2	4,2	7,9286	16,2487	20,6393
18		64,4	46,60	35,2	0,235	3	5,6	8,3214	19,6921	26,2416
19		32,2	25,00	59,4	0,031	1	8,4	2,9762	8,6258	12,2984
20		32,2	30,00	40,4	0,239	3	5,6	5,3571	12,6773	16,8937
21	08/09	32,2	22,20	74,0	0,143	2	4,2	5,2857	10,8325	13,7595
22		61,6	38,20	24,7	0,237	3	5,6	6,8214	16,1424	21,5113
23		64,4	28,40	159,0	0,245	3	5,6	5,0714	12,0012	15,9927
24	10/09	32,2	18,40	96,1	0,152	2	4,2	4,3810	8,9783	11,4043
25		64,4	14,40	34,6	0,142	2	4,2	3,4286	7,0265	8,9251
26		32,2	⁽²⁾ 10,20	70,9	0,139	2	4,2	2,4286	4,9771	6,3219
27		64,4	27,00	62,0	0,151	2	4,2	6,4286	13,1747	16,7345
28	11/09	32,2	21,80	217,0	0,141	2	4,2	5,1905	10,6373	13,5116
29		32,2	27,60	15,0	0,137	2	4,2	6,5714	13,4674	17,1064
30		21,0	32,60	11,4	0,029	1	8,4	3,8810	11,2481	16,0371
31		32,2	14,90	143,0	0,153	2	4,2	3,5476	7,2705	9,2350
32		32,2	20,80	105,0	0,148	2	4,2	4,9524	10,1494	12,8918
33		32,2	24,00	108,0	0,241	3	5,6	4,2857	10,1419	13,5150
34		32,2	38,60	132,0	0,243	3	5,6	6,8929	16,3115	21,7366
35		25,2	32,80	60,2	0,042	1	8,4	3,9048	11,3171	16,1354
36	12/09	32,2	34,80	6,26	0,009	0	5,6	6,2143	14,7057	19,5967
37		25,2	23,20	158,0	0,251	3	5,6	4,1429	9,8038	13,0645
38		32,2	14,00	198,0	0,141	2	4,2	3,3333	6,8313	8,6772

N° = identificação do evento; data do evento; W = carga explosiva detonada; R = distância de afastamento entre a detonação e o ponto de medição com o sismógrafo; PVS = Peak Vector Sum da velocidade da detonação e o tempo exato da ocorrência; T_e = retardo que produziu o pico de velocidade; W_{ret} = carga explosiva por retardo; R/W_{ret} , $R/W_{ret}^{1/2}$ e $R/W_{ret}^{1/3}$ = relações de escala.

(1) valor máximo da distância R .

(2) valor mínimo da distância R .

A tentativa de correlação linear entre as 38 medidas de PVS e a distância escalonada $(R/W_{ret}, R/W_{ret}^{1/2}, R/W_{ret}^{1/3})$ apresentou os seguintes coeficientes de correlação:

$$R/W_{ret} \quad r = 0,3291.$$

$$R/W_{ret}^{1/2} \quad r = 0,3653.$$

$$R/W_{ret}^{1/3} \quad r = 0,3734.$$

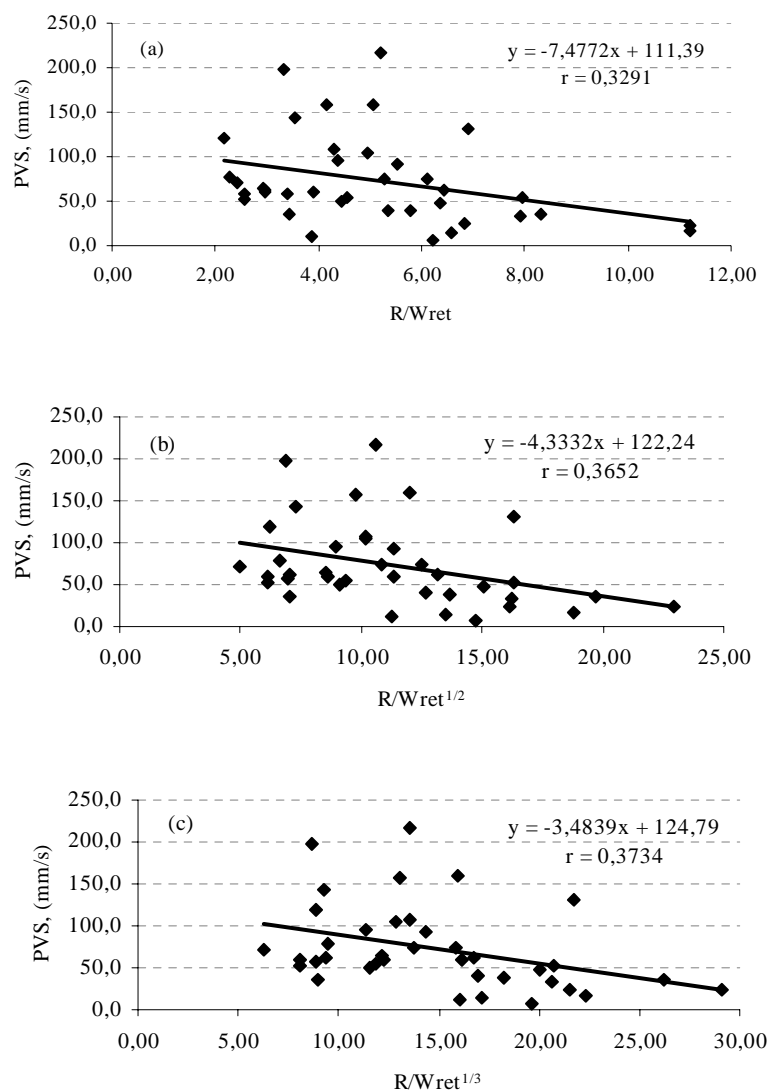


Figura 5.52 – Reta de Correlação das Medidas de *PVS*. (a) Escalonada Simples, (b) Escalonada Raíz Quadrada, (c) Escalonada Raíz Cúbica.

Uma correlação muito baixa ($r < 50\%$), indicando que a relação linear não é estatisticamente válida.

Um estudo mais amplo de vibração feito pelo *USA - Bureau of Mines* (citado por Siskind, 1980) revelou uma equação de correlação entre a velocidade de partícula (v) e a distância (R) do tipo potencial com a relação escalonada raiz quadrada da carga:

$$v = H \cdot \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-\beta} \quad \rightarrow \quad v = H \cdot \frac{1}{\left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{\beta}} \quad (5.4)$$

onde,

v = velocidade de partícula, (pol/s).

H e β = constantes para cada componentes de velocidade para cada local (campo das medidas).

R = distância de afastamento entre a detonação e o ponto de medição com o sismógrafo, (pé).

W_{ret} = carga explosiva, (lbs).

Nessa dissertação utilizou-se a equação do *USA - Bureau of Mines*. Ainda que o número de medições feitas nesse estudo seja pequeno (38), foram determinados valores locais para H e β .

Assim, a equação de atenuação da *PVS* da camada Barro Branco é determinada plotando os valores de *PVS* com a relação escalonada $R/W_{ret}^{1/2}$, como se mostra na figura 5.53:

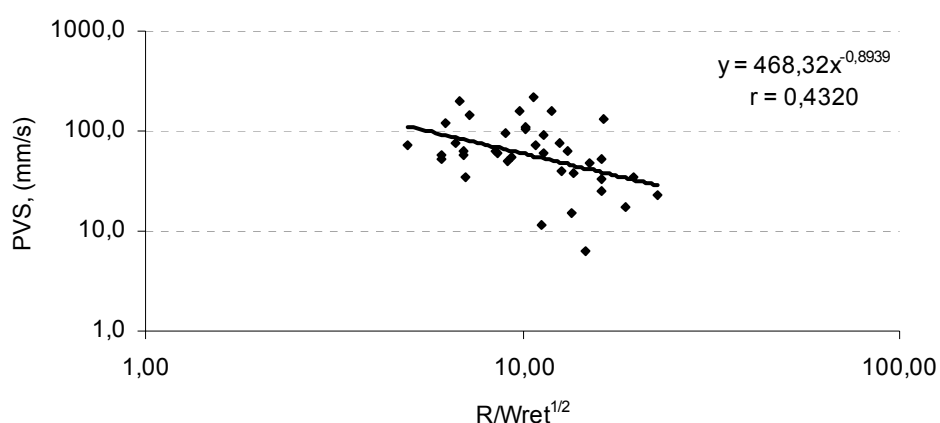


Figura 5.53 – Lei de Atenuação da Velocidade de Partícula *PVS* para a Camada de Carvão Barro Branco na Mina Esperança.

De acordo com o gráfico anterior, a equação de atenuação de velocidade de partícula ($PVS_{estimado}$) para a camada de carvão Barro Branco na Mina Esperança é a seguinte:

$$PVS_{estimado} = 468,32 \cdot \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939} \quad (5.5)$$

O erro padrão da estimativa ($S_{y.x}$), que é igual a 0,3017, é calculado pela fórmula seguinte:

$$S_{y.x} = \left[\frac{(y - y_{est})^2}{N} \right]^{1/2} \quad (5.6)$$

onde,

$N = 38$ eventos (detonações),

$y = \log PVS_{medido}$

$$y_{est} = \log PVS_{estimado} = \log \left[468,32 \cdot \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939} \right]$$

Com este valor: $S_{y.x} = \pm 0,3017$, podemos acrescentar duas curvas limites da variação do $PVS_{estimado}$, da seguinte maneira:

$$\log PVS_{estimado} \pm 0,3017 = -0,8939 \cdot \log \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right) + 2,6705 \pm 0,3017$$

$$\log PVS_{estimado}^+ = -0,8939 \cdot \log \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right) + 2,9722$$

$$\log PVS_{estimado}^- = -0,8939 \cdot \log \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right) + 2,3688$$

Colocadas sob a forma original, teremos:

$$PVS_{estimado}^+ = (10^{2,9722} = 937,99) \cdot \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939}$$

$$PVS_{estimado}^- = (10^{2,3688} = 233,78) \cdot \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939}$$

Na figura 5.54 estão representadas as três curvas:

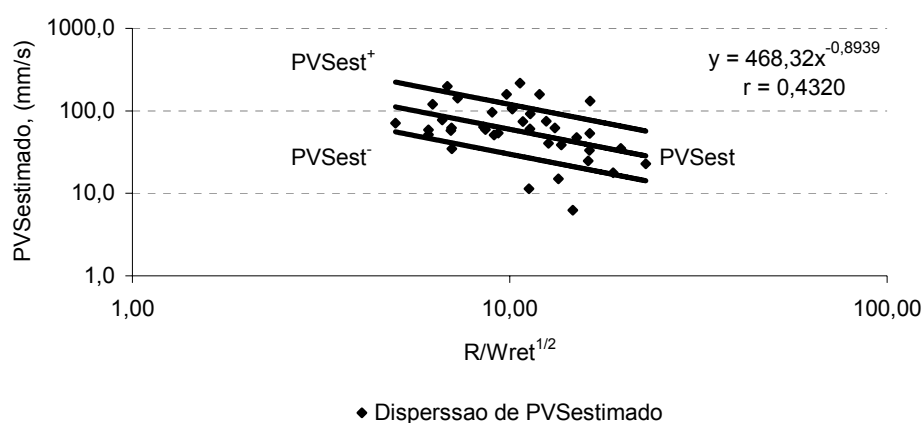


Figura 5.54 – Curvas Limites da Lei de Atenuação da Velocidade de Partícula *PVS* para a Camada de Carvão Barro Branco na Mina Esperança.

O coeficiente de determinação (r^2) representa a relação entre a variação explicada e a variação total:

$$r^2 = \frac{\text{variação explicada}}{\text{variação total}} = \frac{\sum (y_{est} - y_m)}{\sum (y - y_{est}) + \sum (y_{est} - y_m)} \quad (5.7)$$

Onde,

$$y = \log PVS_{medido}.$$

$$y_{est} = \log PVS_{estimado}.$$

$$y_m = \text{Média do } \log PVS_{medido}.$$

Varição explicada = 0,7879 mm/s

Varição total = 4,2235 mm/s

Coeficiente de determinação $r^2 = \frac{0,7879}{4,2235} = 0,1865$

Coeficiente de correlação $r = \sqrt{r^2} = 0,4320$

Na estatística clássica considera-se que existe uma correlação estatística quando o coeficiente de correlação, ou seja o percentual de variação explicada, é superior a 0,5 (50%). Como nessa análise de vibração conseguimos um coeficiente de correlação próximo de 50% (43,20%), tudo leva a crer que a correlação é estatisticamente válida e para ser melhorada necessitaria ser complementada com um número bem maior de medições de sismógrafo.

O número de medidas não é suficiente para fazer um análise melhor de correlação porque se trata de um fenómeno físico (propagação de onda sísmica) onde intervém parâmetros importantes e complexos muito difíceis de controlar. Por exemplo: a distância do transdutor (com os geofones) e sua localização em relação à detonação; o próprio plano de fogo que não é uniforme no que se refere ao posicionamento dos furos onde se alojam as cargas explosivas e, por último, o próprio teto das galerias que apresentam descontinuidades, espessuras de estrato e outros que não são os mesmos ainda que as medições sejam feitas no mesmo painel de lavra.

A prova disso é que a dispersão de valores de *PVS* apresentou-se grande (coeficiente de correlação baixo), como podemos exemplificar com medições feitas em condições de localização e carga explosiva semelhantes que mostraram resultados diferentes:

- i) Evento 7 e 9:
 - G8 T0000/000, $W = 32,2$ kg, $R = 35,60$ m e $PVS = 47,5$ mm/s

- G8 T0000/000, $W = 32,2$ kg, $R = 33,40$ m e $PVS = 53,3$ mm/s
- ii) Evento 19 e 33:
 - G2/1 T2, $W = 32,2$ kg, $R = 25,0$ m e $PVS = 59,4$ mm/s
 - G7/8 T2, $W = 32,2$ kg, $R = 24,0$ m e $PVS = 108,0$ mm/s
- iii) Evento 23 e 27
 - G6 T2/3 e G6/7-T2, $W = 64,4$ kg, $R = 28,40$ m e $PVS = 159,0$ mm/s
 - G2 T3/4 e G2/3-T3, $W = 64,4$ kg, $R = 27,0$ m e $PVS = 62,0$ mm/s

5.6.4 Determinação da Tensão na Onda de Compressão

Como foi demonstrado na seção 4.5.4., a tensão na onda de compressão (produzida pela detonação) pode ser determinada pela relação entre duas velocidades e pelo módulo dinâmico de elasticidade do material, conforme a equação (5.8):

$$\sigma_{c(onda)} = E_d \cdot \frac{v}{c} \quad (5.8)$$

onde,

E_d = módulo de elasticidade dinâmico do material, (GPa).

v = velocidade de partícula ou PVS , (mm/s).

c = velocidade da onda de compressão, (mm/s).

O módulo de elasticidade dinâmico do material se determina pela seguinte equação, também, previamente demonstrado na seção 4.4.2 dessa dissertação:

$$E_d = c^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (5.9)$$

onde,

ρ = massa específica aparente do material (g/cm^3).

ν = coeficiente de Poisson.

O coeficiente de Poisson empregado nessa dissertação é a média do coeficiente calculado no ensaio de compressão uniaxial, especificamente a média do coeficiente de Poisson médio (ν_m) dos furos 2 e 3. Igualmente, os valores médios da massa específica aparente (ρ) e a velocidade da onda de compressão (c) dos furos 2 e 3 entram nos cálculos. Esses três parâmetros são considerados constantes sob o ponto de vista que representam médias de todos os CP do furo 2 e 3 (tabela 5.26). Os valores do furo 1 foram descartados devido às dificuldades que foram expostas nas seções 5.4.1 e 5.5.1, relacionadas ao procedimento do ensaio.

Tabela 5.26 – Valores do Coeficiente de Poisson, Massa Específica Aparente e Velocidade da Onda de Compressão

Furo	ν_m	ρ		c		$E_m^{(1)}$ GPa
		g/cm ³	N.s ² /m ⁴	km/s	mm/s	
2	0,33	2,56	2.560,00	4,64	4,64.10 ⁶	24,79
3	0,33	2,57	2.570,00	4,67	4,67.10 ⁶	24,79

FONTE: Relatório 1285/25236 (CIENTEC, 2003)

(1) módulo de elasticidade longitudinal estático médio.

Os módulos de elasticidade dinâmico para os furos 2 e 3 são calculados a seguir:

Furo 2:

$$E_d = (4,64 \cdot 10^3)^2 \frac{m^2}{s^2} \times 2.560,00 \frac{N \cdot s^2}{m^4} \times \frac{(1+0,33) \cdot (1-2 \times 0,33)}{(1-0,33)}$$

$$E_d = 37,20 \text{ GPa} > E_m = 24,79 \text{ GPa}$$

Furo 3

$$E_d = (4,67 \cdot 10^3)^2 \frac{m^2}{s^2} \times 2.570,00 \frac{N \cdot s^2}{m^4} \times \frac{(1+0,33) \cdot (1-2 \times 0,33)}{(1-0,33)}$$

$$E_d = 37,34 \text{ GPa} > E_m = 24,79 \text{ GPa}$$

A tensão ($\sigma_{c(onda)}$) pode ser estimada pela tabela 5.27, representada na figura 5.55(a)(b) para cada valor de PVS estimado pela equação de atenuação de

velocidade de partícula da camada de carvão Barro Branco. Essa tensão de compressão na frente da onda sísmica não deve ser confundida com a σ_c calculada na seção 5.4, já que aquela é a resistência à compressão uniaxial do CP (rocha). Aqui, a tensão ($\sigma_{c(onda)}$) é uma função do módulo de elasticidade dinâmico e na sua equação o único parâmetro variável é a velocidade de partícula $v = PVS_{estimado}$:

$$\sigma_{c(onda)} = \left[\frac{E_d}{c} = \text{constante} \right] \times \left[PVS_{estimado} = f \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right) \right] \quad (5.10)$$

Um exemplo é calculado a seguir para esclarecer melhor a tabela 5.27.

Evento 1 – furo 2:

$$\begin{aligned} E_d &= 37,20GPa = 37.200MPa \\ v &= PVS_{estimado} = 91,0774mm/s \\ c &= 4,64km/s = 4,64 \cdot 10^6 mm/s \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c(onda)} &= E_d \frac{v}{c} \\ \sigma_{c(onda)} &= \frac{37.200MPa}{4,64 \cdot 10^6 mm/s} * 91,0774mm/s = 0,7302MPa \end{aligned}$$

Evento 1 – furo 3:

$$\begin{aligned} E_d &= 37,34GPa = 37.340MPa \\ v &= PVS_{estimado} = 91,0774mm/s \\ c &= 4,67km/s = 4,67 \cdot 10^6 mm/s \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c(onda)} &= E_d \frac{v}{c} \\ \sigma_{c(onda)} &= \frac{37.340MPa}{4,67 \cdot 10^6 mm/s} * 91,0774mm/s = 0,7282MPa \end{aligned}$$

Tabela 5.27 – Tensão na Onda Sísmica de Compressão $\sigma_{c(onda)}$

Evento N°.	$R/W_{ret}^{1/2}$	$PVS_{estimado}$	$\sigma_{c(onda)}$ (MPa)		Evento N°.	$R/W_{ret}^{1/2}$	$PVS_{estimado}$	$\sigma_{c(onda)}$ (MPa)	
			Furo 2	Furo 3				Furo 2	Furo 3
1	6,2451	91,0774	0,7302	0,7282	20	12,6773	48,3667	0,3878	0,3867
2	6,0851	93,2149	0,7473	0,7453	21	10,8325	55,6672	0,4463	0,4451
3	6,0851	93,2149	0,7473	0,7453	22	16,1424	38,9708	0,3124	0,3116
4	9,0856	65,1432	0,5223	0,5209	23	12,0012	50,7954	0,4072	0,4061
5	18,7770	34,0445	0,2729	0,2722	24	8,9783	65,839	0,5278	0,5264
6	9,3198	63,6778	0,5105	0,5091	25	7,0265	81,9679	0,6572	0,6554
7	15,0437	41,5054	0,3328	0,3319	26	4,9771	111,562	0,8944	0,8920
8	8,5223	68,9791	0,5530	0,5515	27	13,1747	46,7313	0,3747	0,3737
9	16,2975	38,6391	0,3098	0,3089	28	10,6373	56,5793	0,4536	0,4524
10	12,4915	49,0093	0,3929	0,3919	29	13,4674	45,8221	0,3674	0,3664
11	11,3204	53,5173	0,4291	0,4279	30	11,2481	53,825	0,4315	0,4304
12	6,6246	86,3985	0,6927	0,6908	31	7,2705	79,5047	0,6374	0,6357
13	7,0148	82,0901	0,6581	0,6564	32	10,1494	59,0048	0,4731	0,4718
14	6,9777	82,4801	0,6613	0,6595	33	10,1419	59,0438	0,4734	0,4721
15	13,6915	45,1512	0,3620	0,3610	34	16,3115	38,6096	0,3095	0,3087
16	22,9337	28,4719	0,2283	0,2277	35	11,3171	53,5315	0,4292	0,4280
17	16,2487	38,7428	0,3106	0,3098	36	14,7057	42,3572	0,3396	0,3387
18	19,6921	32,6269	0,2616	0,2609	37	9,8038	60,8605	0,4879	0,4866
19	8,6258	68,2387	0,5471	0,5456	38	6,8313	84,0582	0,6739	0,6721

N° = identificação do evento; $R/W_{ret}^{1/2}$ = distância escalonada raiz quadrada; $PVS_{estimada}$ = velocidade de partícula estimada a partir da lei de atenuação $468,32(R/W_{ret}^{1/2})^{-0,8939}$; $\sigma_{c(onda)}$ = tensão na onda de compressão estimada = $(E_{din}/c) \cdot PVS_{estimada}$.

Como no cálculo da $(\sigma_{c(onda)})$ o único parâmetro variável é a velocidade de partícula ($PVS_{estimado}$), a sua equação resulta ser da mesma natureza potencial daquela do $PVS_{estimado}$:

$$\text{Furo 2: } y = 3,7546x^{-0,8939}$$

$$\text{Furo 3: } y = 3,7446x^{-0,8939}$$

onde,

$$y = \sigma_{c(onda)}$$

$$x = (R/W_{ret})^{1/2}$$

Assim, a equação seria:

$$\text{Furo 2: } \sigma_{c(onda)} = 3,7546 \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939} \quad (5.11)$$

$$\text{Furo 3: } \sigma_{c(onda)} = 3,7446 \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939} \quad (5.12)$$

A equação da tensão de compressão na onda estabelecida nessa dissertação só pode ser aplicada dentro do intervalo de valores das medidas feitas com sismógrafo no trabalho de campo, isto é, para o intervalo de distância:

$$10,20 \text{ m} \leq R \leq 47,00 \text{ m}$$

resultando um intervalo de valores para a tensão na onda de compressão calculado com as equações 5.12 e 5.13 de:

$$R = 10, 20 \text{ m}$$

$$R = 47,00 \text{ m}$$

$$(R/W_{ret})^{1/2} = 4,9771$$

$$(R/W_{ret})^{1/2} = 22,9337$$

Furo 2:

$$R = 10,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{c(onda)} = 3,7546 \cdot (4,9771)^{-0,8939} = 0,8944 \text{ MPa}$$

$$R = 47,00 \text{ m}$$

$$\sigma_{c(onda)} = 3,7546 \cdot (22,9337)^{-0,8939} = 0,2283 \text{ MPa}$$

$$0,8944 \text{ MPa} \geq \sigma_{c(onda)-furo2} \geq 0,2283 \text{ MPa}$$

Furo 3:

$$R = 10,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{c(onda)} = 3,7446 \cdot (4,9771)^{-0,8939} = 0,8920 \text{ MPa}$$

$$R = 47,00 \text{ m}$$

$$\sigma_{c(onda)} = 3,7446 \cdot (22,9337)^{-0,8939} = 0,2277 \text{ MPa}$$

$$0,8920 \text{ MPa} \geq \sigma_{c(onda)-furo3} \geq 0,2277 \text{ MPa}$$

Com uma tensão de compressão na onda da ordem de 1,0 MPa (arredondamento do valor da tensão na onda de compressão dos furos 2 e 3), a onda sísmica não provoca dano num siltito maciço com a resistência à compressão da ordem de 40 MPa, concluído-se que o dano no siltito maciço (pilar) provocado pela detonação com explosivo deve ocorrer a uma distância menor que 10 metros.

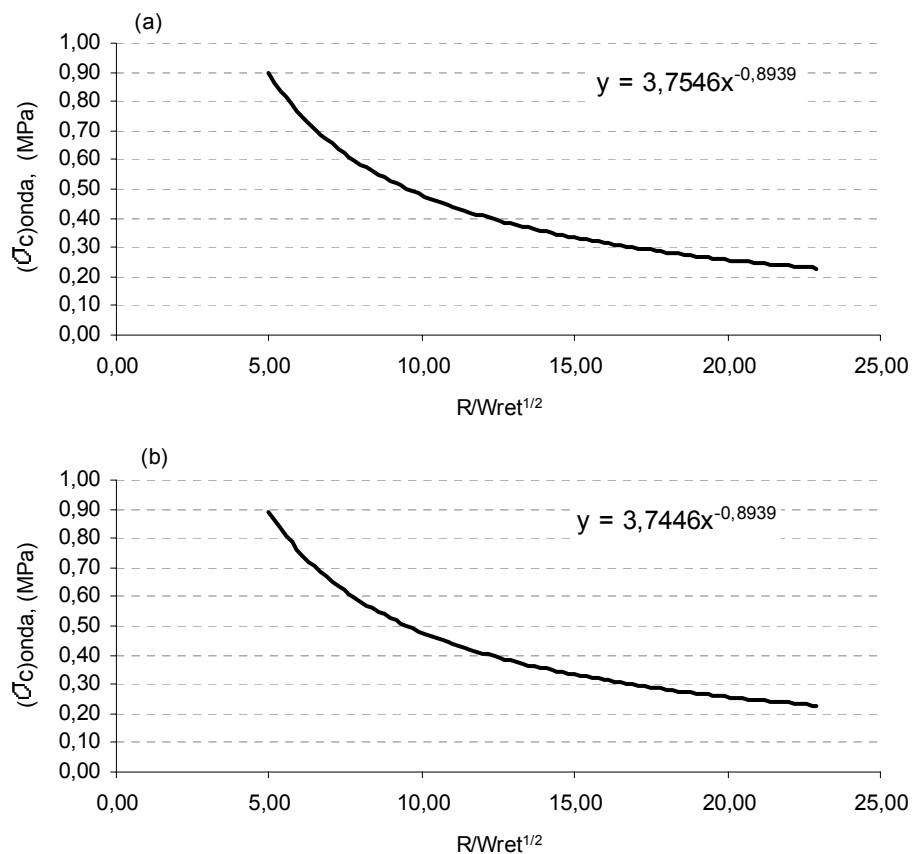


Figura 5.55 – Tensão da Onda de Compressão ($\sigma_{c(onda)}$) pela Distância (R) da Fonte da Detonação. (a) Furo 2, (b) Furo 3.

CAPÍTULO N°. 6

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nesse capítulo, será feita a discussão e a comparação dos resultados obtidos com cada técnica de medição de danos apresentada no capítulo (5). O objetivo do capítulo é conhecer a profundidade dos danos (X_p) produzidos pelo desmonte com explosivos nos três pilares estudados e avaliar qual ou quais seriam as técnicas mais adequadas à sua determinação.

Complementarmente, será estimada a resistência do pilar (σ_p) _{X_p} com danos e serão feitas duas tentativas de caráter teórico: uma para determinar uma resistência *in situ* da camada de carvão Barro Branco (σ_{cam}) _{X_p} que considera o dano no pilar; e outra para estimar a distância em que a detonação com explosivo poderia provocar a fragmentação do maciço (pilar) devido à tensão na onda sísmica de compressão e cisalhamento.

O capítulo inicia com a discussão dos danos identificados pelo *RQD*, seguido pela comparação dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório e finaliza com a estimativa do alcance das ondas de compressão e cisalhamento no que se refere à possibilidade de provocar danos estruturais nos pilares

6.1 DISCUSSÃO DO DANO IDENTIFICADO PELO *RQD*

A figura 6.1(a)(b)(c) apresenta esquematicamente, na mesma escala, os danos medidos nos três pilares que foram sondados. A tabela 6.1 resume os valores de *RQD* e índices de fraturamento total (I_{FT}) e artificial (I_{FA}) por zona. Nos pilares 1 e 2, observam-se duas zonas de danos com extensão, valor de *RQD* e índice de fratura semelhantes. No pilar 3, ocorre uma primeira zona de danos com extensão maior do que as anteriores e outra com menor fragmentação e maior

extensão com índices de fraturamento (I_{FT} e I_{FA}) distintos dos que ocorrem no núcleo do pilar e na primeira zona de danos.

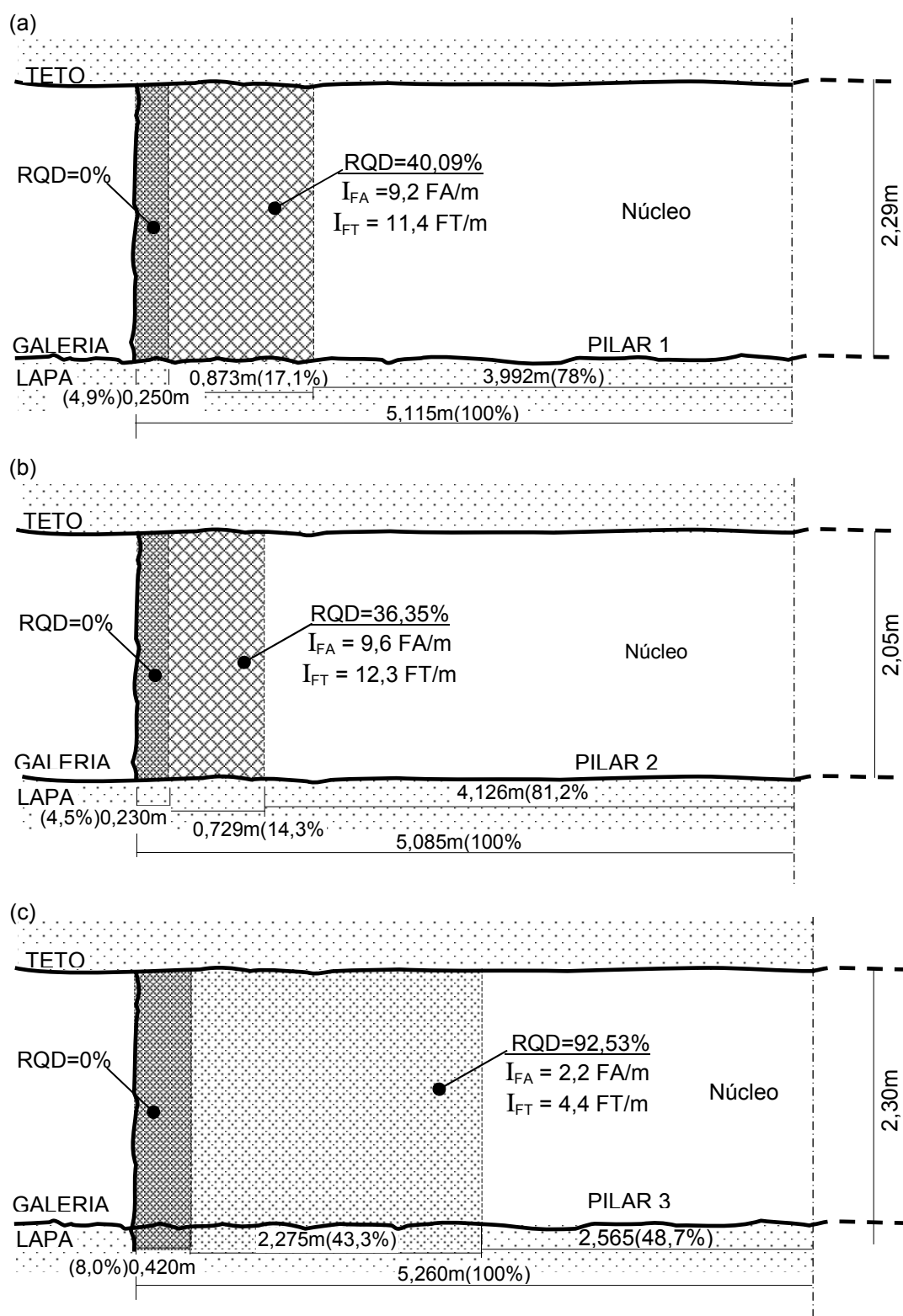


Figura 6.1 – Extensão do Dano e Fragmentação produzida pelo Desmonte com Explosivo nos Pilares do CM-05 da Mina Esperança. (a) Pilar 1, (b) Pilar 2, (c) Pilar 3.

Tabela 6.1 – *RQD* e Índices de Fraturamento nas Zonas de Danos nos Pilares 1, 2 e 3 da Mina Esperança

Pilar	Zona1	Zona 2	Zona 3	Núcleo
	Dano Alto	Dano Médio	Dano Baixo	Intacto
1	0,000 a 0,250 m	0,250 a 1,123 m	Não ocorre	1,123 a 6,000 m
<i>RQD</i>	0	40,09%		99,96%
$I_{FT}(FT/m)$	-	11,4		2,7
$I_{FA}(FA/m)$	-	9,2		0,0
2	0,000 a 0,230 m	0,230 a 0,959 m	Não ocorre	0,959 a 6,000 m
<i>RQD</i>	0	36,35%		97,99%
$I_{FT}(FT/m)$	-	12,3		2,8
$I_{FA}(FA/m)$	-	9,6		0,0
3	0,000 a 0,420 m	Não ocorre	0,420 m a 2,695 m	2,695 a 6,115 m
<i>RQD</i>	0		92,53%	100,0
$I_{FT}(FT/m)$	-		4,4	2,3
$I_{FA}(FA/m)$	-		2,2	0,0

Um número maior de pilares sondados, muito provavelmente viria a confirmar os tipos de danos em duas zonas como ocorre nos pilares 1 e 2. Ainda que essa confirmação não tenha sido concretizada nessa dissertação, fica evidente que os danos provocados no pilar não ocorrem em 25 cm apenas, como está posto no capítulo (1): os danos acontecem em zonas com distintos níveis de fraturamento, os quais diminuem em direção ao núcleo do pilar. Conseqüentemente, a resistência à compressão do pilar (σ_p), que foi considerada nula por Zorzi et al. (1991) nos primeiros 25 cm (embora nessa zona ainda tenha alguma resistência), poderia ser assim admitida porque a fragmentação nessa zona (zona 1) é muito intensa, a tal ponto de não se obter ali nenhum *CP*. Na zona seguinte (zona 2), no entanto, existe um dano menor, mas ainda real, que certamente reduz a resistência do pilar nesse local, diferenciando-a do núcleo onde Zorzi et al. (1991) admite uma resistência da camada de carvão Barro Branco de 7,12 MPa. A zona 3, considerada de dano baixo, provavelmente não terá muita alteração na resistência à compressão do pilar porque os índices de fraturas tem valores muito próximos do núcleo do pilar.

Ao se considerar zonas de danos, ou zonas com diferentes densidades de fraturas artificiais (*FA*), é necessário relacioná-las com a resistência à compressão da camada de carvão considerada como maciço: trata-se da resistência originada

nos ensaios de laboratório e transferida para o pilar com o redutor denominado fator de escala. O valor de 7,12 MPa para a resistência da camada Barro Branco, a qual foi calculada sobre uma resistência de laboratório de 35,6 MPa com o fator de escala igual a cinco. O valor de 7,12 MPa é admitido nessa dissertação como a resistência da camada no núcleo do pilar levando-se em conta que as fraturas naturais (FN) que ali existem estão incorporadas no 7,12 MPa pelo fator escala. Admitido este fato, a resistência menor nas zonas de danos está ligada ao índice de fraturas artificiais (I_{FA}) porque delas, criadas pelo desmonte, originou-se a resistência menor do pilar nessas áreas, portanto, é importante definir-se o efeito do número de FA na resistência do pilar.

No raciocínio que está sendo desenvolvido, fica implícito que se considera o fraturamento do siltito maciço como sendo o elo dominante da resistência do pilar, isto é, definindo-se a resistência das zonas de dano do siltito estariam definidos àquelas correspondentes ao pilar. Está se transferindo para o siltito maciço a resistência média de todos os estratos que, empilhados, formam a camada de carvão Barro Branco.

Na tese de Zingano (2002), o fraturamento da camada de carvão é incorporado no dimensionamento do pilar pelo RMR apresentando-se lá uma tabela de classificação geomecânica dos maciços rochosos que formam o sistema piso-pilar-teto para a Mina Barro Branco, que lavra a camada de carvão Bonito. Se, por hipótese, naquele pilar de carvão Bonito fosse encontrado o mesmo sistema de fraturamento identificado nessa dissertação para a camada Barro Branco (zona 2 do pilar 2), o RMR para o argilito, estimado por Zingano (2002), a partir de um fator desmonte de 0,8 seria substituído pelo espaçamento de fraturas identificado nessa dissertação. Para esclarecer apresenta-se na tabela 6.2 os resultados alcançados por Zingano (2002) e a correção que essa dissertação poderia aportar:

Tabela 6.2 – Correção do *RMR* do Argilito da Camada de Carvão Bonito pelo Fraturamento da Camada Barro Branco

Parâmetro	Argilito		Correção do <i>RMR</i> ⁽²⁾	
	Característica ⁽¹⁾	Índice ⁽³⁾	Característica ⁽²⁾	Índice ⁽³⁾
Resist. à compressão uniaxial	26,28 MPa	4		4
Espaçamento	0,179 m	8	0,0805 m	8
<i>RQD</i> *	45	8	36,35	8
Qualidade das descontinuidades	Sup. lisa, levemente ond., separação < 1mm, fraco intemp.	15		15
Presença de água	Seco	15		15
Relação de orientação	Desfavorável	-10		-10
<i>RMR</i>		⁽¹⁾ 40		⁽²⁾ 40
Fator desmonte (<i>RMR_D</i>)	⁽¹⁾ 0,8	⁽¹⁾ 32		-

FONTE: (1) Zingano (2002)

(2) correção dessa dissertação

(3) conforme Bieniawski (1984)

Do índice modificado, resultou um *RMR* idêntico ao original porque os valores dos parâmetros que compoem a classificação *RMR* são muito abrangentes, como se mostra a seguir:

Espaçamento médio (m)	0,06 – 0,20	Índice 8
<i>RQD</i> (%)	25 – 50	Índice 8

O siltito maciço (*SM*) da camada de carvão Barro Branco é o estrato mais resistente do pilar de carvão; a frequência de fraturas que ocorre no *SM* é sempre menor que aquela existente nos estratos de carvão: esses apresentam-se sempre com uma intensa clivagem cúbica. Por isso, admite-se que num pilar deste tipo - estratos empilhados- as fraturas do *SM* é que devem ser consideradas no cálculo da resistência do pilar com a ressalva de contar apenas aquelas que aparecem na face livre do pilar. As outras, situadas mais para o interior do pilar, tem restrições de movimento, isto é, não estão livres para cisalhar.

Pelo trabalho feito pelo IPT (1987) na Mina Esperança, sabe-se que o ângulo de atrito interno (α) do *SM* é $12,3^\circ$, conforme está apresentado na tabela 4.2. Examinando-se a figura 4.14(b) deduz-se $2\theta = 90^\circ + \alpha$, resultando o valor do ângulo de ruptura do *CP*: $\theta = 45^\circ + \alpha/2 = 45^\circ + 12,3^\circ/2 = 51,15^\circ$ que, aplicado ao pilar 2, vai mostrar até que profundidade as fraturas podem se propagar da face do pilar,

como se mostra na figura 6.2. A distância de 1,27 m é maior que a extensão de 0,959 m danificada a partir da face do pilar 2, aqui tomado como exemplo, onde existem 9,6 FA/m .

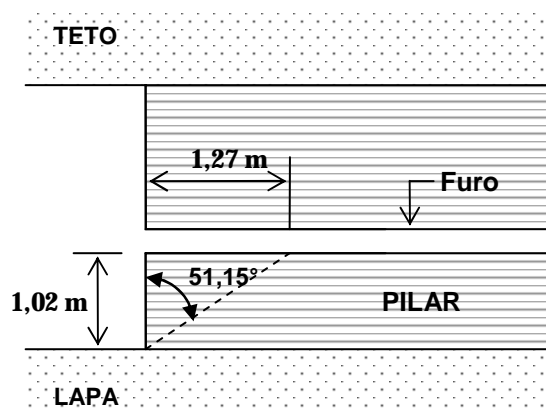


Figura 6.2 – Ângulo de Fratura do Pilar 2 (desenho sem escala).

As fraturas naturais, como já foi explicado anteriormente, não estão sendo consideradas porque o fator escala já as tem incorporado. Recorreu-se ao trabalho de Esterhuizen (2000) para fazer um cálculo aproximado da resistência à compressão da segunda zona de dano no pilar 2, utilizando-se as equações desenvolvidas para os pilares de carvão de África do Sul com a introdução de parâmetros conhecidos da Mina Esperança. Os resultados que vão ser obtidos devem ser considerados apenas como indicativos de uma metodologia que ainda não foi adaptada para o caso brasileiro com o desenvolvimento de equações próprias e parâmetros locais.

As equações e parâmetros são os seguintes:

$$\sigma_{pj} = \sigma_{pi} \times e^{-0,017 \cdot F} \quad (6.1)$$

$$F = \frac{10 \times f(R) \times (1 - e^{-0,23 \cdot h \cdot J_f})}{n \cdot \tan \phi} \quad (6.2)$$

onde,

σ_{pj} = resistência à compressão do pilar danificado.

σ_{pi} = resistência à compressão do pilar íntegro igual a 7,12 MPa.

- F = expoente que incorpora todos os parâmetros locais.
 R = razão largura por altura do pilar 2 igual $10,17m/2,05m = 4,96$.
 $f(R)$ = função de R igual a $(R^{-0,5})$ para os pilares de África do Sul a qual vai ser adotada porque não se dispõe da função local.
 h = altura da camada igual a 2,05 m no pilar 2.
 J_f = índice de fraturas igual a 9,6 FA/m no pilar 2 (I_{FA}).
 n = parâmetro relacionado com a resistência das fraturas. Está tabelado e vale 0,21 para um ângulo de 50° .
 $\tan \phi$ = parâmetro que representa o atrito no plano das fraturas, adotou-se um dos valores da África do Sul, igual a $\tan 31^\circ = 0,60$, porque não se dispõe do valor local.

Com os parâmetros apresentados acima, calcula-se a redução de resistência da segunda zona de dano do pilar 2.

$$F = \frac{10 \times 4,96^{-0,5} \times (1 - e^{-0,23 \times 2,05 \times 9,6})}{0,21 \times 0,60} = 35,25$$

$$\frac{\sigma_{pj}}{\sigma_{pi}} = e^{-0,017 \times 35,25} = 0,5492 = 54,92\%$$

Para a zona 2, o valor $7,12 \text{ MPa} \times 0,5492 = 3,91 \text{ MPa}$ representa a resistência dessa zona danificada do pilar. A redução da resistência foi forte e não se pode afirmar com segurança que isso acontece realmente com tal intensidade porque as equações devem ser adaptadas com os parâmetros locais.

Prosseguindo-se com o exemplo -pilar 2 danificado- será calculada uma nova resistência média de camada para o pilar representado na figura 6.3.

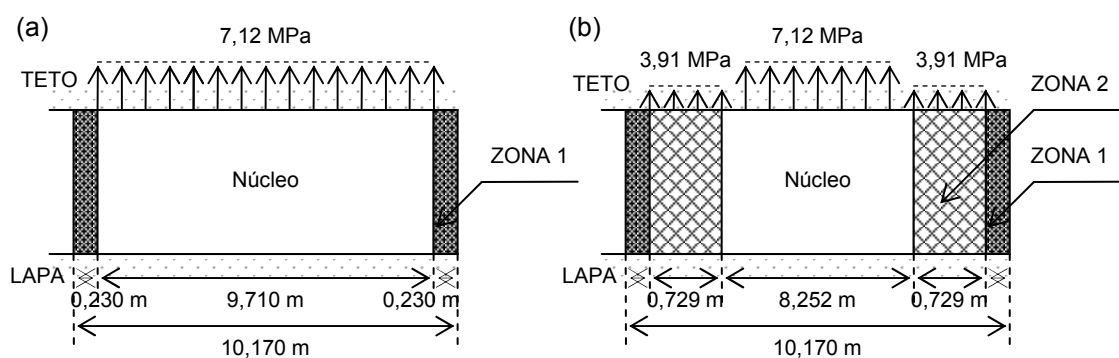


Figura 6.3 – Resistência à Compressão do Pilar 2. (a) Pilar Íntegro, (b) Pilar Danificado (desenho sem escala).

Pilar íntegro:

$$7,12 \text{ MPa} \times 9,71^2 \text{ m}^2 = \dots\dots\dots 671,30 \text{ MN}$$

Pilar danificado:

$$7,12 \text{ MPa} \times 8,252^2 \text{ m}^2 = 484,84 \text{ MPa.m}^2$$

$$3,91 \text{ MPa} \times (9,71^2 - 8,252^2) \text{ m}^2 = 102,40 \text{ MPa.m}^2 \dots\dots\dots 587,24 \text{ MN}$$

Os cálculos anteriores mostram que a área danificada no pilar é de $1 - (8,252^2 \text{ m}^2 / 9,710^2 \text{ m}^2) = 27,78\%$. Considerando-se o pilar original de 10,17 m de largura, o dano total que inclui 0,23 m da zona 1 de dano seria de $1 - (8,252^2 \text{ m}^2 / 10,170^2 \text{ m}^2) = 34,16\%$, ou seja, a área do pilar não danificada é $10,170^2 \text{ m}^2 (1 - 0,3416) = 68,100 \text{ m}^2 = 8,25^2 \text{ m}^2$.

O mesmo cálculo para os pilares 1 e 3 mostra que a área não danificada é:

Pilar 1:

$$\text{dano total} = 1 - (7,984^2 \text{ m}^2 / 10,230^2 \text{ m}^2) = 39,09\%$$

$$\text{área não danificada} = 10,230^2 \text{ m}^2 (1 - 0,3909) = 63,740 \text{ m}^2 = 7,980^2 \text{ m}^2.$$

Pilar 3:

$$\text{dano total} = 1 - (5,130^2 \text{ m}^2 / 10,520^2 \text{ m}^2) = 76,22\%$$

$$\text{área não danificada} = 10,520^2 \text{ m}^2 (1 - 0,7622) = 26,320 \text{ m}^2 = 5,130^2 \text{ m}^2.$$

A resistência média da camada no pilar 2 danificado $(\sigma_{cam})_{xp}$ será:

$$(\sigma_{cam})_{xp} = \frac{587,24MN}{9,71^2 m^2} = 6,23MPa = 0,875 \times 7,12MPa$$

Continuando com o mesmo exemplo, a resistência do pilar danificado $(\sigma_p)_{xp}$, por sua vez, será a seguinte:

Parâmetro		Pilar íntegro	Pilar danificado
σ_{cam} (resistência <i>in situ</i> da camada)	=	7,12 MPa	6,23 MPa
W (largura do pilar)	=	10,17 m	10,17 m
h (altura da camada)	=	2,05 m	2,05 m
FS_r (fator de segurança real)	=	1,3	1,3
F_t (fator de segurança de tempo)	=	0,8	0,8
F_e (fator de segurança de esbeltez)	=	1,0	1,0
X_p (profundidade do dano)	=	0,23 m	0,23 m
F_d (fator de segurança de desmonte)	=	0,8874	0,8874
FS (fator de segurança total)	=	1,83	1,83

fator de segurança de desmonte:

$$F_d = \left(\frac{10,17 - 2 \cdot 0,23}{10,17} \right)^2 \cdot \left[\frac{0,778 + 0,222 \left(\frac{10,17 - 2 \cdot 0,23}{2,05} \right)}{0,778 + 0,222 \left(\frac{10,17}{2,05} \right)} \right] = 0,89$$

fator de segurança total:

$$FS = \frac{FS_r}{(F_t)(F_d)(F_e)} = \frac{1,3}{0,8 \cdot 0,89 \cdot 1,0} = 1,83$$

O fator desmonte (F_d) , na equação do fator de segurança (FS) , é um parâmetro que compõe o FS e na metodologia de Zorzi et al. (1991) a resistência da

camada (σ_{cam}) na zona 1 de dano é sempre nula. Trata-se de uma zona na lateral do pilar que é excluída do cálculo (equação 1.13). Para considerar uma variação desse parâmetro (F_d) para atender diversas situações de desmonte e englobar zona de dano com resistência que não é nula, seria necessário criar, um outro fator que poder-se-ia chamar de fator de dano, providenciando-se uma equação de cálculo diferente daquela do F_d .

A resistência do pilar íntegro é:

$$\sigma_p = 7,12MPa \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{10,17m}{2,05m} \right) \cdot \frac{1}{1,83} = 7,31MPa \quad (100 \%)$$

A resistência do pilar danificado é:

$$(\sigma_p)_{xp} = 6,23MPa \left(0,778 + 0,222 \cdot \frac{10,17m}{2,05m} \right) \cdot \frac{1}{1,83} = 6,40MPa \quad (87,5 \%)$$

Uma vez calculada a resistência média da camada no pilar 2 danificado, é possível verificar a variação do fator de segurança a partir do pilar originalmente planejado até a situação do pilar danificado utilizando-se para isso, a equação de Zorzi et al. (1991) onde o dano é sempre $X_p = 25$ centímetros.

i) Pilar planejado:

$$W = 11,0 \text{ m}, \quad h = 2,05 \text{ m}, \quad X_p = 0,25 \text{ m}, \quad \sigma_{cam} = 7,12 \text{ MPa}$$

$$\text{resistência do pilar: } \sigma_p = 7,12 \left(0,778 + 0,222 \frac{11,0}{2,05} \right) = 14,02MPa$$

$$\text{fator desmonte: } F_d = \left(\frac{11,0 - 2 \cdot 0,25}{11,0} \right)^2 \cdot \left[\frac{0,778 + 0,222 \left(\frac{11,0 - 2 \cdot 0,25}{2,05} \right)}{0,778 + 0,222 \left(\frac{11,0}{2,05} \right)} \right] = 0,89$$

$$\text{fator de segurança: } FS = \frac{1,3}{0,8 \cdot 0,89 \cdot 1,0} = 1,83$$

tensão de compressão no pilar:

$$FS = \frac{\sigma_p}{\sigma_c} \quad \rightarrow \quad \sigma_c = \frac{\sigma_p}{FS} = \frac{14,02MPa}{1,83} = 7,66MPa$$

ii) Pilar realizado:

$$W = 10,17 \text{ m}, \quad h = 2,05 \text{ m}, \quad X_p = 0,25 \text{ m}, \quad \sigma_{cam} = 7,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 7,12 \left(0,778 + 0,222 \frac{10,17}{2,05} \right) = 13,38MPa$$

$$FS = \frac{\sigma_p}{\sigma_c} = \frac{13,38MPa}{7,66MPa} = 1,75$$

iii) Pilar danificado:

$$W = 10,17 \text{ m}, \quad h = 2,05 \text{ m}, \quad X_p = 0,25 \text{ m}, \quad \sigma_{cam} = 6,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 6,23 \left(0,778 + 0,222 \frac{10,17}{2,05} \right) = 11,71MPa$$

$$FS = \frac{\sigma_p}{\sigma_c} = \frac{11,71MPa}{7,66MPa} = 1,53$$

Para essa situação, o fator de segurança (FS) calculado pela fórmula de Zorzi et al. (1991) é considerado baixo e inadequado. Portanto, o pilar deve ser redimensionado.

6.2 DISCUSSÃO COMPARATIVA DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A tabela 6.3 mostra as médias dos resultados dos ensaios de carga pontual, de tração ou brasileiro, de compressão uniaxial e de velocidade ultra-sônica longitudinal reunidos nas zonas de dano identificadas pela técnica do *RQD* e separados por furo. Uma análise feita por faixas de um metro será abordado pela tabela 6.4.

Tabela 6.3 – Médias dos Resultados dos Ensaios de Laboratório por Zonas de Danos

Furo	Zona de dano (m)	Extensão do Dano (m)	$C_o = 22 \cdot I_{s(50)}$ (MPa)	σ_t (MPa)	$\sigma_{c(l/d=2)}$ (MPa)	c (km/s)
F1	1°: 0,000 - 0,250	0,250	SCP	SCP	SCP	SCP
	2°: 0,250 - 1,123	1,123	FNV	6,1882	22,7715	4,71
	Núcleo: 1,123 - 6,000	6,000	35,8586	5,5844	22,3585	4,54
F2	1°: 0,000 - 0,230	0,230	SCP	SCP	SCP	SCP
	2°: 0,230 - 0,959	0,959	70,969	1,7699	SCP	SCP
	Núcleo: 0,959 - 6,000	6,000	46,4398	1,5673	46,3954	4,64
F3	1°: 0,000 - 0,420	0,420	SCP	SCP	SCP	SCP
	3°: 0,420 - 2,695	2,695	56,4332	1,9316	33,3542	4,59
	Núcleo: 2,695 - 6,115	6,115	81,7182	2,0813	44,2823	4,72

NOTA: SCP - sem corpo de prova, FNV - fratura não válida.

A respeito dessas médias de valores verifica-se o seguinte:

- i) ensaio de carga pontual: somente no furo 3 apareceu uma tendência de crescimento da resistência à compressão (C_o) na direção do núcleo do pilar (56,43 e 81,72 MPa). Nos outros dois furos (1 e 2), esta tendência não apareceu, devido à falta de *CP* no furo 1, e no caso do furo 2, porque a tendência é inversa, ou seja, contradiz a hipótese formulada por esta dissertação;
- ii) ensaio de tração ou brasileiro: o exame dos resultados obtidos nesse ensaio mostraram valores praticamente constantes. Já foi explicado na seção 5.3.3 que os *CP* utilizados para este ensaio foram obtidos de pedaços de testemunho inteiros e íntegros, onde não existem fraturas artificiais e naturais reativadas pelo desmonte com explosivo, resultando que a resistência à tração (σ_t) tende a ser a mesma ao longo do furo. Os valores diferenciados de resistência à tração do furo

1 com respeito aos do furo 2 e 3 resultaram da diferença do tempo da aplicação da carga.

- iii) ensaio de compressão uniaxial: no furo 1 encontram-se valores quase iguais de σ_c para a segunda zona de dano e no núcleo e esses valores são quase a metade daqueles determinados nos furos 2 e 3. Os valores diferenciados de resistência à compressão uniaxial do furo 1 com respeito aos do furo 2 e 3 resultaram da realização do ensaio em prensa manual no caso do furo 1 e de uma prensa servo-controlada no caso dos furos 2 e 3, além da preparação alcançada nos *CP*. No furo 3, apareceu uma tendência de crescimento de resistência média da zona de dano para o núcleo do pilar que, no furo 2, não se pode avaliar, confirmando-se nele, tão somente, a mesma resistência no núcleo.
- iv) ensaio de velocidade ultra-sônica: sendo que o ensaio foi feito nos mesmos *CP* do ensaio de compressão uniaxial (antes de serem destruídos), os resultados mostraram o mesmo sentido de variação (crescente ou decrescente) dos valores de resistência. A correlação entre esses dois parâmetros é apresentada na figura 6.4. Pode-se concluir que o ensaio de velocidade ultra-sônica é um indicativo muito bom da integridade do *CP*: uma velocidade da onda de compressão mais alta ou mais baixa indica uma propagação da onda sônica através de um meio com um número menor ou maior de descontinuidades, o que significa uma rocha (ou zona) mais ou menos resistente.

A discussão que foi apresentada aqui não representa uma contradição do que foi dito no capítulo 5 para cada ensaio porque agora foram analisados médias de valores por zonas de dano, enquanto que no capítulo (5) trabalhou-se com valores de resultados individuais de cada *CP*. Pode-se concluir, aqui como lá, que não existe a correlação de valores necessárias para confirmar a hipótese formulada pela dissertação.

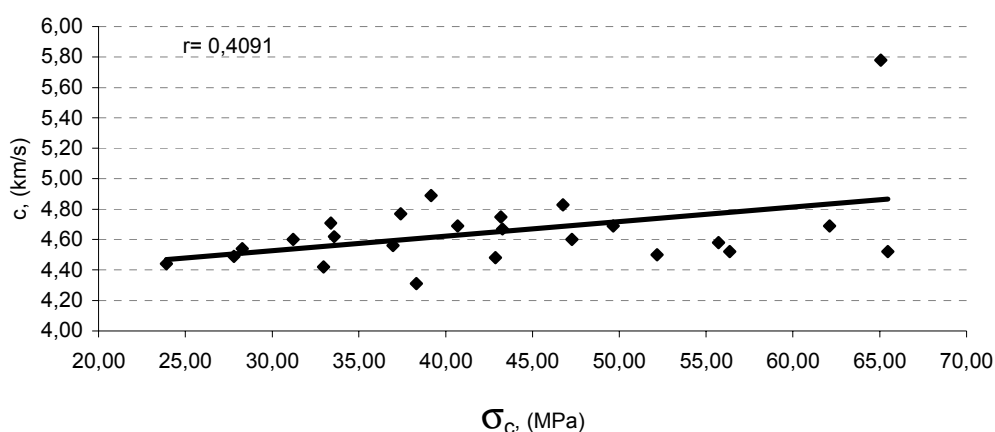


Figura 6.4 – Correlação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e a Velocidade da Onda de Compressão dos Furos 2 e 3.

Como os ensaios arranjados segundo as zonas de danos não mostraram utilidade para a comprovação da hipótese da dissertação, foi feita uma nova tentativa de análise dos resultados agrupando-os em seis zonas de um metro de comprimento ao longo do furo inteiro. Aquí também foi utilizada a média aritmética dos valores contidos em cada zona.

A tabela 6.4 e as figuras 6.5, 6.6, 6.7 e 6.8 representam os resultados alcançados. A ausência de valores em algumas zonas é devido a que não se tinha *CP* para esse ensaio ou a fratura resultante no *CP* não ter sido considerada válida.

Tabela 6.4 – Médias dos Resultados dos Ensaios de Laboratório por Zonas de um Metro

Zona (m)	Extensão da zona (m)	$C_o^{(1)}$ (MPa)			σ_t (MPa)		
		F1	F2	F3	F1	F2	F3
0,00 - 1,00	1,00	FNV	70,9690	85,5048	6,2282	1,5588	1,8945
1,00 - 2,00	2,00	34,2019	49,8778	55,5781	6,0303	1,2620	1,9707
2,00 - 3,00	3,00	36,7671	66,4800	42,7524	5,3754	2,6433	1,9773
3,00 - 4,00	4,00	35,6983	20,9487	49,1653	5,6001	1,3111	2,0924
4,00 - 5,00	5,00	FNV	47,0277	51,3029	5,9460	1,5998	2,0345
5,00 - 6,00	6,00	SCP	SCP	105,5985	5,2145	SCP	2,2674

continua

Tabela 6.4 – Médias dos Resultados dos Ensaios de Laboratório por Zonas de um Metro

Zona (m)	Extensão da zona (m)	conclusão					
		$\sigma_{c(l/d=2)}$ (MPa)			c (km/s)		
		F1	F2	F3	F1	F2	F3
0,00 - 1,00	1,00	13,0072	SCP	27,5506	4,73	SCP	4,52
1,00 - 2,00	2,00	27,2792	34,9406	41,9377	4,81	4,45	4,72
2,00 - 3,00	3,00	17,1405	52,5219	27,7942	4,23	4,62	4,49
3,00 - 4,00	4,00	19,5222	45,1814	45,9427	4,60	4,54	4,66
4,00 - 5,00	5,00	28,9584	46,8724	SCP	4,64	4,53	SCP
5,00 - 6,00	6,00	26,1263	65,0681	42,0683	4,51	5,78	4,78

(1) o cálculo só considera os *CP* com fraturas válidas.

- i) ensaio de carga pontual: a figura 6.5 mostra que não se comprova a hipótese da dissertação em nenhum dos 3 furos.

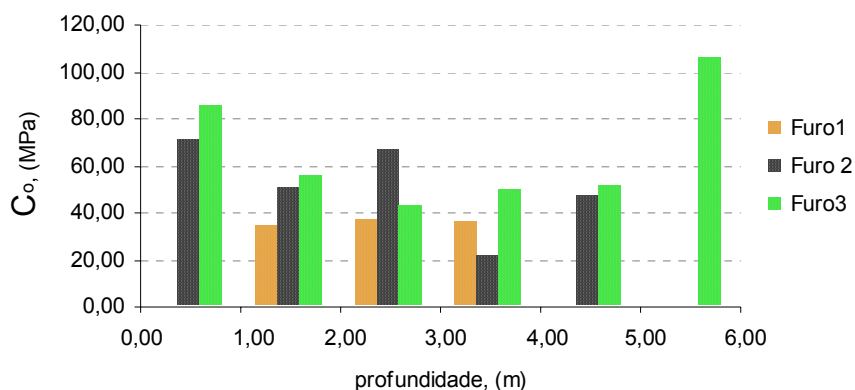


Figura 6.5 – Comportamento da Resistência à Compressão pelo Ensaio de Carga Pontual por Zona de Um Metro ao Longo do Furo.

- ii) ensaio de tração ou brasileiro: a figura 6.6 comprova que os valores de resistência à tração obtidos são aproximadamente os mesmos para todas as zonas e para cada furo individualmente. Nota-se claramente, os valores altos da resistência à tração do furo 1 com respeito aos valores do furo 2 e 3. Isto foi explicado no item (ii) da análise da tabela 6.3.

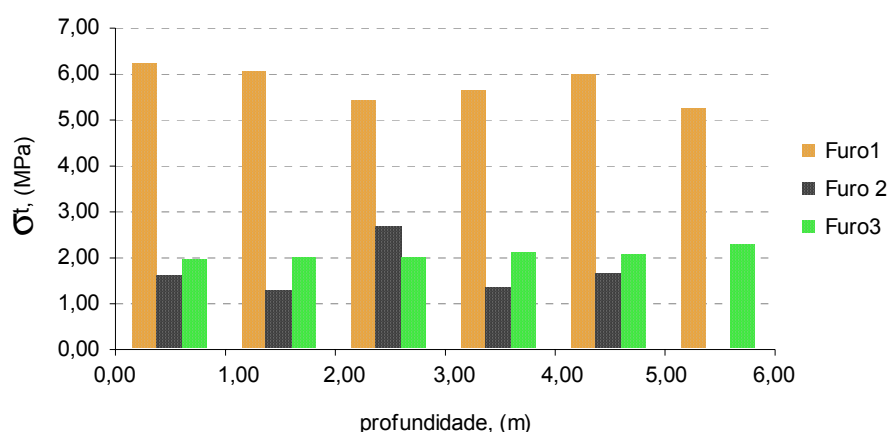


Figura 6.6 – Comportamento da Resistência à Tração por Zona de Um Metro ao Longo do Furo.

- iii) ensaio de compressão uniaxial: o exame visual da figura 6.7 mostra tendência de valores crescente da resistência à compressão uniaxial de metro em metro em sentido do núcleo do pilar. A correlação alcançada é de 0,6111, 0,7822 e 0,5672 respectivamente em cada furo.

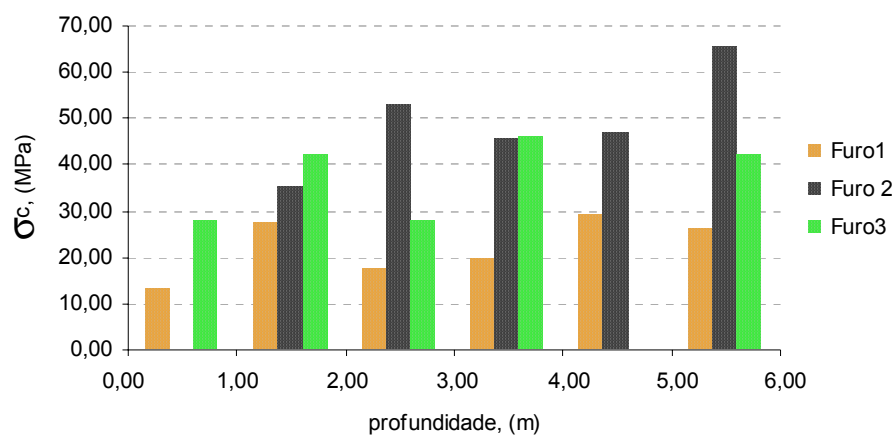


Figura 6.7 – Comportamento da Resistência à Compressão Uniaxial por Zona de Um Metro ao Longo do Furo.

- iv) ensaio de velocidade ultra-sônica: a figura 6.8 não mostra tendência da velocidade de propagação da onda na rocha, com um mesmo comportamento (grandeza de valores) para os três furos, conforme foi explicado no item (iv) da análise da tabela 6.3.

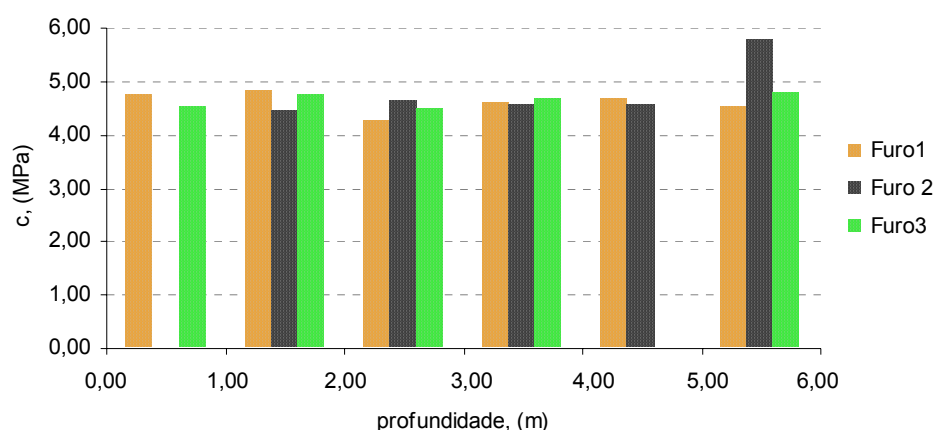


Figura 6.8 – Comportamento da Velocidade da Onda de Compressão por Zona de Um Metro ao Longo do Furo.

6.3 DISCUSSÃO DA EQUAÇÃO DE ATENUAÇÃO DE PVS

A seção 5.6.4 -Determinação da Tensão na Onda de Compressão- foi concluída com a equação da lei de atenuação da tensão na onda sísmica de compressão ($\sigma_{c(onda)}$), a qual, para o furo 2 que está sendo usado como exemplo, é igual a:

$$\sigma_{c(onda)} = 3,7546 \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939} \quad (6.3)$$

Alí, também se concluiu que com uma $\sigma_{c(onda)} = 0,8944$ MPa (furo 2) que ocorre a um $R = 10,20$ m, o dano no pilar só poderá acontecer a uma distância inferior a 10 m da detonação. Teoricamente, essa distância (R) é igual a:

$$40 \text{ MPa} = 3,7546 \cdot \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939}$$

$$R = \left[\frac{40}{3,7546} \cdot (\sqrt{4,2})^{-0,8939} \right]^{1/-0,8939} = 0,145m$$

onde 40 MPa é o valor arredondado para menor da resistência à compressão uniaxial média do furo 2 e que portanto deve ser o valor mínimo da tensão na onda

sísmica de compressão para que se produza um dano e, $W_{ret} = 4,2$ kg da tabela 5.25. Para uma carga maior ($W_{ret} = 8,4$ kg) essa distância altera-se para 0,205 m.

Essa medida (0,145 m) indica que a fragmentação do pilar por compressão existe teoricamente até uma distância de 14,5 cm da carga explosiva detonada.

No furo 2, encontra-se uma primeira zona de dano com 23 cm de largura a partir da face do pilar onde o siltito está fortemente fragmentado ($RQD = 0$) pela tensão de compressão da onda sísmica. A diferença entre a distância teoricamente calculada (14,5 cm) e a medida (23 cm), é devido à imprecisão da equação da distância (R), que resultou de 38 medidas de campo. No furo 2, ainda existe uma segunda zona de dano com 72,9 cm de largura que começa na profundidade de 23 cm (final da zona 1) e vai até 95,9 cm. Nela, o siltito também está com fraturamento mais intenso (pedaços médios de 8 cm) que o núcleo do pilar (pedaços médios de 38 cm). Nessa zona, teoricamente, não deve haver fragmentação por compressão mas, como a quebra de testemunhos tem existência clara na zona 2, é forçoso admitir que ali atuaram tensões de cisalhamento. Esse tipo de tensão (τ_{onda}) coexiste com a $\sigma_{c(onda)}$ e são identificadas nos registros de sismógrafo como ondas S transversais, e ondas P longitudinais.

A velocidade (c_p) de propagação da onda P é:

$$c_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} \quad (6.4)$$

A velocidade de propagação da onda S é menor que a da onda P , sendo calculada com a constante elástica $G = E_d/2 \cdot (1+\nu)$ (módulo de elasticidade transversal, ou módulo de cisalhamento) da seguinte maneira:

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \cdot \frac{1}{2 \cdot (1+\nu)}} \quad (6.5)$$

A relação entre as velocidades das ondas P e S é simplesmente a seguinte:

$$\frac{c_P^2}{c_S^2} = \frac{\frac{E_d}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}}{\frac{E_d}{\rho} \cdot \frac{1}{2 \cdot (1+\nu)}} = \frac{2 \cdot (1-\nu)}{(1-2\nu)}$$

$$\frac{c_P}{c_S} = \left[\frac{2 \cdot (1-\nu)}{(1-2\nu)} \right]^{1/2} = 1,9852 \text{ (para } \nu = 0,33 \text{ do furo 2)}$$

Com essa relação determinada, a tensão de cisalhamento na onda sísmica (τ_{onda}) pode ser calculada da seguinte maneira:

$$\sigma_{c(onda)} = E_d \cdot \frac{c_P}{c} = E_d \cdot \frac{1,9852 \cdot c_S}{c}, \text{ deduzindo-se a tensão de cisalhamento}$$

(τ_{onda}) para o furo 2:

$$\tau_{onda} = E_d \cdot \frac{c_S}{c} = \frac{\sigma_{c(onda)}}{1,9852} = \frac{3,7546 \cdot \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939}}{1,9852} = 1,8913 \cdot \left(\frac{R}{W_{ret}^{1/2}} \right)^{-0,8939} \quad (6.6)$$

Com a equação anterior, é possível calcular até que distância da detonação alcança o efeito de cisalhamento da onda sísmica. Para isso, será usada uma tensão de cisalhamento limite derivada da tensão de tração média de 1,6750 MPa obtida com o ensaio brasileiro no furo 2. A relação entre os dois tipos de tensões é feita pela seguinte equação:

$$\tau_{limite} = \frac{(\sigma_t)_{média}}{1+\nu} \text{ (Manual do Engenheiro Globo, 1957)} \quad (6.7)$$

$$\tau_{\text{limite}} = \frac{1,6750 \text{MPa}}{(1 + \nu)} = \frac{1,6750}{(1 + 0,33)} \text{MPa} = 1,2594 \text{MPa} = \tau_{\text{onda}} \quad \text{que aplicada na}$$

equação (6.6) vai permitir calcular a distância R :

$$R = \left[\frac{\tau_{\text{onda}} \cdot (W_{\text{ret}}^{1/2})^{-0,8939}}{1,8913} \right]^{1/-0,8939} = \left[\frac{1,2594 \times 2,0494^{-0,8939}}{1,8913} \right]^{1/-0,8913} = 3,23 \text{m}$$

O valor de 3,23 m encontrado acima representa o comprimento máximo da zona do pilar que pode ser fragmentado pela tensão de cisalhamento da onda sísmica da detonação.

Passando para a realidade do pilar 2, ali encontra-se uma segunda zona de dano que foi limitada a 0,959 m; nela existe uma fragmentação menos intensa ($RQD = 36,35\%$) que a primeira zona de 23 cm ($RQD = 0$), que se pode associar aos efeitos da onda S .

Os valores calculados para a profundidade do dano no pilar causado pela detonação, ainda que imprecisos devido ao pequeno número de medidas, servem para fornecer uma ordem de grandeza do alcance e do tipo de dano, por onda P e por onda S , que devem sempre ocorrer.

CAPITULO N°. 7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O desmonte com explosivos da camada de carvão Barro Branco lavrada pela Mina Esperança tem o objetivo de produzir *run of mine* fragmentado para alimentar os britadores do lavador de carvão e afetar minimamente as faces dos pilares de carvão que não serão minerados e devem sustentar o teto da mina. Portanto, o desmonte com explosivo empregado pela Mina Esperança tem um compromisso com dois objetivos divergentes: menores pedaços de rocha e menores danos no pilar. Os dois objetivos apontam para um consumo de explosivo crescente no primeiro e decrescente no segundo, atingindo-se o equilíbrio experimentalmente. Essa fragmentação da rocha no subsolo da mina produzida pela detonação com uso de explosivo gera danos nos pilares que, antes dessa dissertação, não tinha sido estudado em maior profundidade.

O estudo que foi feito na Mina Esperança para conhecer os danos causados pela detonação com emprego de explosivo nos pilares da camada de carvão Barro Branco, e que está sendo apresentada nessa dissertação, mostrou o seguinte:

- i) a resistência média de 7,12 MPa adotada nessa equação para a camada de carvão Barro Branco, quando considerada como maciço, deve ser revisada uma vez que resultou da redução por um fator de escala da resistência obtida em ensaios de laboratório e *in situ*. A revisão deve basear-se no estudo do dano no pilar provocado pelo desmonte da camada com a detonação de explosivos. Na metodologia atual, empregada pela Mina Esperança, é considerado um dano de 25 cm a partir da face do pilar e nessa faixa Zorzi et al. (1991) considera nula a resistência da camada de carvão;
- ii) dentre todas as técnicas utilizadas na metodologia dessa dissertação para medir danos nos pilares da Mina Esperança somente duas mostraram-se úteis:

- sondagem horizontal com medição de *RQD* ;
- medição de vibração.

As outras técnicas utilizadas nessa dissertação: ensaio de carga pontual, ensaio à tração (brasileiro), compressão uniaxial e velocidade ultra-sônica, serviram mais como técnicas auxiliares na definição do dano no pilar. A utilização de *CP* intactos, tomados de pedaços íntegros (sem efeito da onda sísmica da detonação) não favorece a utilização desses ensaios de laboratório como técnicas possíveis para determinação dos danos produzidos pela detonação com explosivos.

- iii) no que se refere ao ensaio de compressão uniaxial foi observado que a resistência à compressão uniaxial mostrou um crescimento em direção ao núcleo do pilar quando considerada a média de metro em metro. Para que essa tendência possa ser incorporada no estudo dos danos seria necessário a realização de mais furos de sondagens para a obtenção de um maior número de corpos de prova.
- iv) a técnica de análise denominada *RQD* mostrou que o dano no pilar provocado pela detonação da camada de carvão com explosivos não se limita em 25 cm como é considerado pela Mina. A onda sísmica da detonação produz três zonas de danos no corpo do pilar, deixando o núcleo do pilar intacto. As características das três zonas e do núcleo são as seguintes:
 - Zona 1: dano alto e extensão de:
 - pilar 1: 0,000 a 0,250 m, *RQD* = 0.
 - pilar 2: 0,000 a 0,230 m, *RQD* = 0.
 - pilar 3: 0,000 a 0,420 m, *RQD* = 0.
 - Zona 2: dano médio e extensão de:
 - pilar 1: 0,250 a 1,123 m, *RQD* = 40,09%.
 - pilar 2: 0,230 a 0,959 m, *RQD* = 36,35%.

- pilar 3: não ocorre zona 2.
 - Zona 3: dano baixo e extensão de:
 - pilar 1: não ocorre zona 3.
 - pilar 2: não ocorre zona 3.
 - pilar 3: 0,420 a 2,695 m, $RQD = 92,53\%$.
 - Núcleo: pilar 1: 1,123 a 6,000 m, $RQD = 99,96\%$.
 - pilar 2: 0,959 a 6,000 m, $RQD = 97,99\%$.
 - pilar 3: 2,695 a 6,115 m, $RQD = 100\%$.

- v) o exame mais detalhado do tamanho dos pedaços dos testemunhos de sondagem permitiu identificar o grau de fragmentação do siltito maciço sondado nas três zonas de dano e no núcleo:
 - Zona 1: pedaços menores que 3 cm nos três pilares.
 - Zona 2: pilar 1: pedaços de 8,76 cm em média.
 - pilar 2: pedaços de 8,05 cm em média.
 - pilar 3: não ocorre zona 2.
 - Zona 3: pilar 1: não ocorre zona 3.
 - pilar 2: não ocorre zona 3.
 - pilar 3: pedaços de 25,28 cm em média.
 - Núcleo: pilar 1: pedaços de 40,63 cm em média.
 - pilar 2: pedaços de 38,19 cm em média.
 - pilar 3: pedaços de 48,86 cm em média.

- vi) a área do pilar danificada foi calculada e tem os seguintes valores:
 - pilar 1: largura = 10,230 m
 - área não danificada = $63,740 \text{ m}^2 = (7,980 \text{ m})^2$
 - pilar 2: largura = 10,170 m
 - área não danificada = $68,100 \text{ m}^2 = (8,250 \text{ m})^2$
 - pilar 3: largura = 10,520 m
 - área não danificada = $26,320 \text{ m}^2 = (5,130 \text{ m})^2$

- vii) os resultados apresentados em (iv) e (v) permitiram reformular a hipótese de trabalho dessa dissertação:

“No núcleo do pilar está representado o fraturamento pré-existente no maciço e o padrão de fraturamento nas outras três zonas foi alterado pela lavra da camada de carvão com desmonte feito com explosivo”.

A partir dessa hipótese foi considerada a existência de fraturas naturais (FN), como no núcleo do pilar, e de fraturas artificiais (FA), como nas três zonas de dano. Criaram-se dois índices de frequência de fraturas: I_{FA} - representativo do número de fraturas artificiais por metro e calculado para as três zonas. I_{FT} - representativo do número total de fraturas por metro, englobando FN e FA , calculado para as três zonas de danos e para o núcleo do pilar.

- Zona 1: I_{FA} e I_{FT} indeterminados porque se trata de zona sem CP .
- Zona 2: pilar 1: $I_{FA} = 9,2 \text{ FA/m}$ e $I_{FT} = 12,60 \text{ FT/m}$.
pilar 2: $I_{FA} = 9,6 \text{ FA/m}$ e $I_{FT} = 12,35 \text{ FT/m}$.
pilar 3: não ocorre zona 2.
- Zona 3: pilar 1: não ocorre zona 3.
pilar 2: não ocorre zona 3.
pilar 3: $I_{FA} = 2,2 \text{ FA/m}$ e $I_{FT} = 4,40 \text{ FT/m}$.
- Núcleo: pilar 1: $I_{FA} = \text{zero } \text{FA/m}$ e $I_{FT} = 2,66 \text{ FT/m}$.
pilar 2: $I_{FA} = \text{zero } \text{FA/m}$ e $I_{FT} = 2,78 \text{ FT/m}$.
pilar 3: $I_{FA} = \text{zero } \text{FA/m}$ e $I_{FT} = 2,34 \text{ FT/m}$.

- viii) a zona de dano três não foi considerada para os efeitos de redução de resistência do pilar porque os valores de RQD e os índices (I_{FT} e I_{FA}) são similares ao núcleo. Utilizando-se equações empíricas que calculam a resistência de um pilar com juntas, calculou-se uma resistência à compressão para a camada na zona 2 de dano de quase

a metade daquela atribuída ao núcleo. A ponderação das duas resistências de camada, da zona 2 e do núcleo, pelas respectivas áreas, originou uma resistência média de camada 12,5% menor, redutor que se repete na resistência do pilar danificado;

- ix) a técnica de medição de vibração de partículas para identificar zona de dano nos pilares foi aplicada utilizando-se a lei de atenuação da velocidade de partícula proposto pelo *USA – Bureau of Mines*, com a incorporação dos coeficientes locais. Com base em 38 leituras de sismógrafo foi determinada a equação do *PVS* e, a partir dela, foram estabelecidas as leis de atenuação das tensões de compressão e de cisalhamento na onda sísmica, as quais permitiram pesquisar a que distância da detonação do explosivo poderia alcançar o efeito de fragmentação do maciço (pilar) por compressão e por cisalhamento. Foram calculados os valores de 14,5 cm para a compressão e de 3,23 m para o cisalhamento do siltito maciço. O primeiro valor é compatível com a zona 1 de dano e o segundo viria a englobar até a zona 3. Admitiu-se que na zona 2 de dano atuaram conjuntamente os efeitos de compressão e de cisalhamento da onda sísmica.

Recomendações

Face aos resultados obtidos e à necessidade de continuidade do trabalho para esclarecer alguns aspectos que ficaram pendentes, recomenda-se:

- i) fazer a sondagem horizontal nos pilares com equipamento e ferramentas adequadas e utilizar uma mão de obra altamente qualificada como pré-requisito para obter uma coluna de testemunho que represente o estado real de fraturamento do pilar;
- ii) prosseguir o estudo de dano no pilar de carvão causado pelo desmonte com explosivo com maior número de furos de sondagem, com a intenção de melhorar a representatividade dos resultados;

- iii) estudar e incorporar o dano no pilar de carvão nas fórmulas empíricas de dimensionamento de pilares, pelo cálculo de um novo fator de segurança;
- iv) desenvolver equações e pesquisar parâmetros locais (região carbonífera catarinense) para a determinação da resistência do pilar danificado pelo desmonte com explosivo;
- v) estudar a influência do tempo de carregamento na resistência dos corpos de prova;
- vi) desenvolver uma metodologia de medição de vibração com sismógrafo *in situ* que permita obter medidas de vibração mais próxima ao ponto da detonação;
- vii) prosseguir a análise da lei de atenuação da velocidade de partícula com maior número de medições com sismógrafo;
- viii) utilizar o instrumento denominado *video-scope* para a observação *in situ* das fraturas do maciço;
- ix) cumprir com máximo rigor as recomendações dadas pelas normas no que se refere à preparação dos corpos de prova objeto dos ensaios de resistência em laboratório e utilizar equipamentos de ensaios conforme a norma para minimizar o descarte de resultados;
- x) adaptar os ensaios tradicionais de resistência que são feitos sobre corpos de prova intactos, o que não possibilita a sua utilização para avaliar os efeitos da detonação no maciço rochoso. Esses efeitos podem estar representados nos testemunhos com descontinuidades.

GLOSSÁRIO

Backbreak: redução significativa da qualidade da rocha no fundo da rafa.

Banco: nome local da sucessão de estratos de carvão e folhelhos situado na base da camada Barro Branco.

Conjunto Mecanizado: nome local do conjunto dos equipamentos de mineração.

Fogo no duro: desmonte com uso de explosivo realizado sem corte.

Forro: nome local do estrato de carvão que está no topo da camada Barro Branco.

Half Cast Factor: parâmetro de medição de dano representado pelo fraturamento que resta nos furos de alívio no perímetro do desmonte.

Lapa: nome local do piso das galerias

Lavra: conjunto das operações unitárias que formam o ciclo produtivo da mina.

Overbreak: redução significativa da qualidade da rocha além do perímetro do desmonte projetado pela pavra.

Painel: nome local para definir a frente de 9 galerias paralelas onde se desenvolve a mineração.

Quadração: nome local da sucessão de estratos de carvão e siltitos situados na parte média da camada Barro Branco.

Rafa: nome local do volume de rocha desmontada de uma única vez com explosivo.

Scaling: retoque de placas de rochas soltas.

Slickenside (espelho tectônico): superfície polida de uma rocha originada pela fricção de duas faces opostas de um plano de falha.

Travessão: nome local da galeria transversal ao avançamento da lavra.

REFERÊNCIAS

- ASTM COMMITTEE ON STANDARDS. **D 2938 – 86**: standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. Philadelphia, p. 375-376, 1986.
- BARTON, N. (Coord.). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Oxford, v. 15, n. 6, p. 319-318, 1978.
- BIENIAWSKI, Z. T. **Rock mechanics design in mining and tunneling**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1984. 272 p.
- BIENIAWSKI, Z. T.; BERNEDE, M. J. (Coords.). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Oxford, v. 16, n. 2, p. 135-140, 1979.
- BIENIAWSKI, Z. T.; HAWKES, I. Suggested methods for determining tensile strength of rocks materials. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Oxford, v. 15, n. 3, p. 99-103, 1978.
- BRADY, B. H. G.; BROWN. E. T. **Rock mechanics**: for underground mining. 2.ed. London: Chapman & Hall, 1993. 571 p.
- BROCH, E.; FRANKLIN, J. A. The point-load strength test. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**. Oxford, v. 9, p. 669-697, 1972.
- BROOK, N. The measurement and estimation of basic rock strength. In: HUDSON, A. John (Ed.). **Comprehensive rock engineering**: principles, practice & projects. Oxford: Pergamon Press, v. 3, 1993. cap. 2, p. 41-66.
- DOWDING, C. H. **Blast vibration monitoring and control**. [S.l.: s.n.], 1985. 297 p.
- _____. (Coord.). Suggested method for blast vibration monitoring. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Oxford, v. 29, n. 2, p. 143-156, 1992.
- _____. **Construction vibrations**. [S.l.]: C. H. Dowding, 2000. 610 p.

- EISSA, E. A.; KAZI, A. Relation between static and dynamic young's moduli of rocks. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Oxford, v. 25, n. 6, p. 479-482, 1988. Technical note.
- EMPRESAS GUGLIELMI. **Perfil empresarial**. Criciúma: Carbonífera Metropolitana, 14 p. [20--?].
- ESTERHUIZEN, G. Jointing effects on pillar strength. In: CONFERENCE ON GROUND CONTROL IN MINING, 19., 2000, Morgantown. **Anais...**Morgantown: [s.n.], 2000. p. 286-290.
- FORSTER, I. R. The influence of core sample geometry on the axial point-load test. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Oxford, v. 20, n. 6, p. 291-295, 1983. Technical note.
- FUNDAÇÃO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL - CIENTEC. **Relatório nº 1285/25236**: Ensaios em amostras de rocha. Porto Alegre: Carbonífera Metropolitana S.A., set. 2003. 15 p.
- HUSTRULID, W. A. A review of coal strength formulas. **Rock Mechanics**. [S.l.], v. 8, p. 115-145, 1976.
- INSTANTEL INC. 1995. Minimate Plus Operator Manual, InstanTEL Inc., Kanata, Canadá, 81 p.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO – IPT. **Relatório nº 25264**: ensaios de laboratório complementares aos estudos geotécnicos para subsidiar a otimização do projeto de atirantamento dos tetos da Mina Esperança. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo: [s.n.], 1987. 40 p.
- LANGFORS, U.; KIHLSSTRÖM, B. **Técnica moderna de voladura de rocas**. Bilbao: Urmo, 1976. 425 p.
- MANUAL DO ENGENHEIRO GLOBO. **Enciclopédia das Ciências e Artes do Engenheiro e do Arquiteto**. 3.ed. Rio de Janeiro: Editora Globo, v. 1, 1957. 1378 p.

- MERWE, N. van der. A linear coal pillar strength formula for south african coal. In: CONFERENCE ON GROUND CONTROL IN MINING, 21., 2002, West Virginia. **Anais...** West Virginia: [s.n.], 2002. p. 98-104.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. Departamento Nacional de Produção Mineral. Perfil analítico do carvão. 2.ed. rev. e atual. **Boletim do Departamento Nacional da Produção Mineral**. Porto Alegre, n. 6, 140 p. 1987.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. Departamento Nacional de Produção Mineral. **Informativo anual da indústria carbonífera**. Brasília, 211 p. set. 1996.
- MONTEDO, E. D. Alguns cadernos de engenharia de minas. **Relatório Interno**. Criciúma: Carbonífera Metropolitana S.A., 1987. Caderno 3 e 4.
- MORHARD, R. C. **Explosives and rock blasting**. Dallas: Atlas Powder Company, 1954. 662 p. Field Technical Operations.
- MUNARETTI, E. **Desenvolvimento e avaliação de desempenho de misturas explosivas a base de nitrato de amônio e óleo combustível**. Porto Alegre, 2002. 249 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Minas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgia e de Materiais (PPGEM), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- PELLS, P. J. N. Uniaxial strength testing. In: HUDSON, A. John (Ed.). **Comprehensive rock engineering: principles, practice & projects**. Oxford: Pergamon Press, v. 3, 1993. cap. 3, p. 67-85.
- PENG, S. S. **Coal mine ground control**. New York: John Wiley & Sons, 1978. 450 p.
- PETROBRÁS. Petróleo Brasileiro S. A. **Obtenção dos módulos elásticos de rochas através da propagação de ondas PES**. [S.l.:s.n.], [19--?]. p. 319-326.
- RUMMEL, F.; HEERDEN, W. L. van. Suggested methods for determining sound velocity. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Oxford, v. 15, n. 2, p. 53-58, 1978.
- SCHNEIDER, A. W. **Contribuição ao estudo dos principais recursos minerais do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Companhia Riograndense de Mineração- CRM/Governo do Estado do Rio Grande do Sul, 1978. 48 p.

SCHNEIDER, A. W. (Org.) **Petrologia**. Porto Alegre: CEUE/Escola de Engenharia da U.R.G.S, 1957. 2. parte, p. 205-285. Notas de aula.

SCOBLE, M. J. et al. Measurement of blast damage. **Mining Engineering: a publication of SME**. Littleton, v. 49, n. 6, p. 103-108, 1997. SISKIND, David E. **Vibrations from blasting**. Cleveland: International Society of Explosives Engineers, 2000. 120 p.

SISKIND, D. E. et al. **RI 8507**: structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting. Bureau of mines report of investigations. USA, 74 p. 1980.

SPIEGEL, M. R. **Estatística**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1976. 580 p. Tradução de Pedro Cosentino.

TIMOSHENKO, S. P. **Resistência dos materiais**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, v. 2, 1983. 518 p. Tradução de Domício Falcão Moreira.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. **Teoria da elasticidade**. 3.ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1980. 545 p. Tradução de Sérgio Fernandes Villaça, Humberto Lima Soriano e Hierônimo Santos Souza.

TSOUTRELIS, C. E.; KAPENIS, A. P.; THEOPHILI, C. N. **Determination of blast induced damage zones in pillars by seismic imaging**. In: EXPLO 95 – EXPLORING THE ROLE OF ROCK BREAKAGE IN MINING AND QUARRYING. 1995, Brisbane. **Anais...**Brisbane: The Australasian Institute of Mining and Metallurgy, 1995. p. 387-393.

ZINGANO, A. C. **Modelamento geomecânico para o dimensionamento de pilares de carvão**. Porto Alegre, 2002. 203 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Minas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgia e de Materiais (PPGEM), Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ZORZI, L.; AGOSTINI, I. M.; BENEDETT, V. J. **Características geomecânicas de formações sedimentares da jazida carbonífera de Santa Terezinha**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CARVÃO, 2., 1989, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Governo do Estado do Rio Grande do Sul, v. 1, 1989. 43 p.

ZORZI, L.; AGOSTINI, I. M.; GONZATTI, C. Metodologia para dimensionamento de pilares em minas de carvão do Sul do Brasil. **Boletim Técnico**. Porto Alegre, n. 23 p. 1-12, jul. 1991.