

**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
PPGE3M**

**ANÁLISE DE RUPTURAS DE TETO
IMEDIATO NOS CRUZAMENTOS
ENTRE GALERIAS DE UMA MINA
SUBTERRÂNEA DE CARVÃO**

Marcelo Seggiaro Andrade

**DISSERTAÇÃO PARA OBTENÇÃO DO
TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA**

Porto Alegre, RS

2019

**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
PPGE3M**

**ANÁLISE DE RUPTURAS DE TETO
IMEDIATO NOS CRUZAMENTOS
ENTRE GALERIAS DE UMA MINA
SUBTERRÂNEA DE CARVÃO**

**Marcelo Seggiaro Andrade
Geólogo**

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 – PPGE3M, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração: Tecnologia Mineral

Porto Alegre, RS

2019

Esta dissertação está para ser julgada para obtenção do Título de Mestre em Engenharia, área de concentração Tecnologia Mineral/Ambiental e Metalurgia Extrativa, pelo Orientador e pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação.

Prof. Dr. André Cezar Zingano
Orientador

Banca Examinadora

Prof. Dr. Jorge Dariano Gavronski
Dep. de Engenharia de Minas – UFRGS

Prof. Dr. Paulo Salvadoretti
Dep. de Engenharia de Minas – UFRGS

Prof. Dr. Roberto Heemann
HP&M Mineração, Consultor de Projetos - PUC

Prof. Dr. Carlos Pérez Bergmann
Coordenador do PPGE3M

À minha família, pelo amor, carinho e incentivo.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	20
1.0 INTRODUÇÃO.....	20
1.1 OBJETIVOS.....	23
1.2 METODOLOGIA APLICADA.....	24
1.3 ORDENAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	26
CAPÍTULO 2	28
2.0 CONTROLE DA ESTABILIDADE DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS EM DEPÓSITOS DE CARVÃO.....	28
2.1 FATORES QUE CONTROLAM A ESTABILIDADE DOS ESTRATOS QUE FORMAM O TETO DE UMA MINA DE CARVÃO.....	29
2.1.1 Resistência das Rochas.....	29
2.1.2 Geometria de Escavação.....	35
2.1.3 Cargas Atuantes na Periferia de uma Escavação.....	36
2.1.4 Métodos de Lavra e Escavação.....	37
2.2 RUPTURAS DE TETO EM MINAS DE CARVÃO.....	40
2.3 SUPORTE DE TETO POR CHUMBADORES.....	48
2.3.1 Tipos de Chumbadores.....	51
2.3.1.1 Chumbadores com Ancoragem Pontual.....	53
2.3.1.2 Chumbadores Ancorados por Coluna Total.....	57
2.3.2 Mecanismos de Reforço com Tirantes.....	61
2.3.2.1 Reforço no Controle de Queda de Blocos do Teto da Escavação (simple skin control).....	65
2.3.2.2 Reforço por Suspensão.....	66
2.3.2.3 Reforço por Efeito Viga.....	67
2.3.2.4 Reforço com Instalação de Suporte Suplementar.....	71
CAPÍTULO 3	72
3.0 SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	72
3.1 ROCK MASS RATING (RMR).....	80
3.1.1 Aplicação da Classificação RMR na Seleção das Características do Sistema de Suporte em Minas Subterrâneas de Carvão.....	103
3.2 COAL MINE ROOF RATING (CMRR).....	110
3.2.1 Coleta de Dados e Cálculo do CMRR.....	111
3.2.2 Programa Computacional Utilizado no Cálculo do CMRR.....	130
3.2.3 Aplicação da Classificação CMRR na seleção do sistema de Suporte de Teto.....	132
3.2.4 Programa Computacional que Incorpora a Classificação Geomecânica CMRR na Seleção do Sistema de Suporte de Teto.....	142
CAPÍTULO 4	144
4.0 ESTUDO DE CASO.....	144
4.1 CONTEXTO GEOLÓGICO DA ÁREA DE ESTUDO.....	144
4.2 DADOS COLETADOS.....	147
4.2.1 Sistema de Suporte Tradicionalmente Aplicado na Mina.....	148
4.2.2 Época do Processamento da Lavra nas Galerias Rompidas.....	152
4.2.3 Profundidade do Painel Lavrado.....	152
4.2.4 Dimensão das Escavações Avaliadas.....	152
4.2.5 Altura das Rupturas.....	153

4.2.6 Avaliação Visual da Qualidade da Mistura de Resina nos Chumbadores.....	155
4.2.7 Sequência Litológica Característica das Áreas Rompidas.....	155
4.3 CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS QUE FORMAM O TETO DAS GALERIAS.....	157
4.3.1 Classificação Através do Sistema RMR.....	157
4.3.2 Classificação Através do Sistema CMRR.....	160
4.4 DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE SUPORTE DE TETO.....	168
4.4.1 Com o Auxílio da Classificação Geomecânica RMR.....	168
4.4.2 Com o Auxílio da Classificação Geomecânica CMRR.....	174
CAPÍTULO 5.....	183
5.0 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS.....	183
CAPÍTULO 6.....	194
6.0 CONCLUSÕES.....	194
7.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	199

Índice de Figuras

Figura 1 – Planta de localização das áreas de ruptura avaliadas e da investigação geotécnica FT-02.	24
Figura 2 – Calcário maciço.	31
Figura 3 – Calcário com superfícies de acamamento.	31
Figura 4 – Arenito maciço.	32
Figura 5 - Arenito laminado.	32
Figura 6 – Siltito. Quebras paralelas às superfícies de descontinuidade.	33
Figura 7 – Siltito com acamamento/laminação.	33
Figura 8 – Argilito (<i>claystone</i>).	34
Figura 9 – Folhelho (<i>shale</i>).	34
Figura 10 - Relação entre o tamanho de partícula sedimentar e a intensificação das descontinuidades.	35
Figura 11 – Três principais consequências que resultam da formação de uma escavação em rocha.	37
Figura 12 - Figura ilustrando: (a) perfuração no maciço rochoso, carregada com explosivos; e (b) diferença de duração entre os efeitos das ondas de tensão e, da pressão de gases, no interior da perfuração.	38
Figura 13 – Efeito do emprego de explosivos no desmonte de rocha.	39
Figura 14 - Efeitos causados no maciço pelo desmonte com explosivos. Abalos produzidos em descontinuidades pré-existentes e formação de novas descontinuidades.	39
Figura 15 – (a) Formação de <i>cutter</i> em teto laminado: (b) Detalhe da ruptura no contato do teto com o pilar, propagando-se verticalmente.	43
Figura 16 – Defeitos estruturais no maciço rochoso que forma o teto imediato: (a) falhamentos deposicionais; e (b) maciço rochoso do teto e piso com concreções carbonáticas.	44
Figura 17 - Sequência de eventos que conduzem ao colapso completo da sequência rochosa de teto, em decorrência da formação de <i>cutter</i> (<i>cutter roof</i>).	45
Figura 18 – Fragmentação do teto imediato: (a) No sentido horário, uma sequência de eventos, iniciados a partir da fragmentação do maciço rochoso e finalizado, com o colapso completo do teto da escavação; e (b) Fragmentação progressiva do maciço rochoso, entre tirantes, causada pelo intemperismo de rochas argilosas.	46
Figura 19 – Condições de teto desfavoráveis, nas margens de canais de arenito.	47
Figura 20 – (a) Arqueamento dos estratos, conduzido pelo efeito da gravidade e formação de fratura de tração, no centro da galeria; e (b) Detalhe da fratura de tração.	48
Figura 21 - Relação entre comprimento e capacidade do reforço, dirigida às três técnicas de suporte.	51
Figura 22 – Detalhe de um chumbador ancorado por um dispositivo mecânico.	53
Figura 23 - Detalhe de um tirante ancorado pontualmente com resina.	55

Figura 24 - Sequência do procedimento de ancoragem pontual com resina: (1) perfuração, (2) acomodação da cápsula de resina na porção superior do furo, (3) rotação/mistura da resina (15-20 segundos), (4) cura da resina (20-40 segundos), (5) instalação da placa de aço, (6) aperto da porca do parafuso, (7) aplicação do torque exigido; e (8) instalação concluída.	56
Figura 25 – Dispositivo de suporte com ancoragem por coluna total de resina.	59
Figura 26 – Mecanismo de transferência de carga entre o maciço rochoso e o tirante. .	60
Figura 27 – Distribuição de tensões no maciço rochoso. (a) tensões primitivas ou virgens; (b) perímetro da escavação livre de tensões; e (c) tensões induzidas pelo pela escavação da abertura.	62
Figura 28 – Trajetória de tensões em escavações retangulares: a) verticais; e b) horizontais.	62
Figura 29 – Trajetória de tensões (verticais e horizontais) na periferia de uma escavação.	63
Figura 30 – (a) Tracionamento do tirante, em coluna total, causado pela separação de uma camada fraca; e (b) Tracionamento e curvatura do tirante, em coluna total, causado por deslizamentos na superfície de acamamento.	64
Figura 31 – Contenção de blocos instáveis no teto da galeria.	65
Figura 32 – Reforço por suspensão.	66
Figura 33 – Reforço de teto por efeito viga.	68
Figura 34 – Curvatura e deslizamento entre estratos rochosos.	68
Figura 35 – Modelos da sequência de deflexão de camadas, em tetos estratificados. ...	69
Figura 36 – Diferença na rigidez, entre os sistemas de ancoragem, em coluna total e coluna pontual de resina.	71
Figura 37 – Suporte adicional em teto imediato fraco, com rupturas avançando, além do intervalo de ancoragem dos tirantes.	72
Figura 38 – Definição e exemplo de aplicação do RQD.	85
Figura 39 – Determinação do espaçamento entre descontinuidades.	87
Figura 40 – Parâmetros empregados pelo sistema RMR na qualificação de descontinuidades.	92
Figura 41 – Avaliação da resistência à compressão uniaxial.	96
Figura 42 – Avaliação do RQD.	96
Figura 43 – Avaliação do espaçamento entre descontinuidades.	97
Figura 44 – Gráfico de correlação entre RQD e espaçamento de descontinuidades.	97
Figura 45 – Avaliação do número de descontinuidades por metro.	98
Figura 46 – Ajustes dirigidos à classificação RMR, visando projetos de mineração...	101
Figura 47 - Determinação do tempo de auto-sustentação de uma galeria em função da largura e da classificação RMR.	102
Figura 48 – Representação da altura de carregamento de maciço rochoso sobre o teto da escavação.	104
Figura 49 - Fluxograma da classificação CMRR, dirigido à caracterização de exposições subterrâneas (frentes de escavação; anfiteatros de ruptura).	112
Figura 50 - Fluxograma da classificação CMRR, dirigido à caracterização de testemunhos de sondagem.	113

Figura 51 - Testes de carga pontual: (A) diametral; e (B) axial.	116
Figura 52 - Escala de índices adotados para o parâmetro (UCS), na classificação geomecânica CMRR.	117
Figura 53 - Estimativa empírica da resistência à compressão uniaxial, através das características da superfície rochosa submetida a golpes de martelo com ponta esférica.	117
Figura 54 - Escala de pesos atribuídos aos parâmetros RQD e espaçamento entre fraturas, na classificação CMRR dirigida à caracterização de testemunhos de sondagem.	119
Figura 55 - Guia para classificação visual da rugosidade da superfície de descontinuidade em frentes de escavação.	121
Figura 56 – Escala de pesos atribuídos à resistência diametral, em função do índice (PLT-diametral), na classificação CMRR.	122
Figura 57 - Tela principal, onde são armazenados os parâmetros de entrada empregados na caracterização geomecânica do maciço, em paredes de escavação.	132
Figura 58 - Tela principal, onde são armazenados os parâmetros de entrada utilizados na caracterização geomecânica de maciços rochosos em testemunhos de sondagem.	132
Figura 59 - Procedimento de medição da largura do cruzamento entre galerias.	133
Figura 60 – Índices de caimento em função de diferentes valores de CMRR.	135
Figura 61 – Mecanismos de reforço praticados, dentro do universo de casos históricos avaliados. Acima da linha discriminante, situam-se os regimes de suspensão/suporte de blocos e abaixo, estão os regimes de construção de viga e de suporte suplementar. ...	136
Figura 62 – Efeito da dimensão da escavação no índice de caimentos de teto. Acima da linha discriminante, as dimensões nos cruzamentos são apropriadas, abaixo, geralmente muito extensas.	137
Figura 63 – Efeito do PRSUP nos índices de caimento de teto. Acima da linha discriminante o PRSUP, geralmente é adequado. Abaixo, frequentemente inadequado.	140
Figura 64 – Casos históricos inseridos no (eixo x), de acordo com a diferença entre ($PRSUP_G - PRSUP$), e no (eixo y), considerando a diferença entre ($I_{sG} - I_s$).	141
Figura 65 – Tela principal, onde são armazenados os parâmetros de entrada, associados à geologia, dimensões geométricas de escavação e sistema de suporte.	143
Figura 66 – Tela de resultados do dimensionamento.	143
Figura 67 - Localização, extensão e subdivisão estratigráfica simplificada da Bacia se do Paraná.	145
Figura 68 - Estratigrafia simplificada da Bacia do Paraná.	146
Figura 69 - Três principais camadas de carvão exploráveis no estado de Santa Catarina.	147
Figura 70 – Testemunhos rochosos recuperados na sondagem FT-01, mostrando as três unidades geotécnicas (unidades 1,2 e 3), que formam a sequência geológica de teto típica da mina. C1 e C2 representam os contatos entre as unidades geotécnicas e o intervalo CR-ES, materializa a extensão da coluna de resina aplicada.	149
Figura 71 – Esquema de ancoragem tradicionalmente empregado na mina.	150

Figura 72 - Configuração do sistema de suporte de teto aplicado em galerias e cruzamentos.....	151
Figura 73 – Representação da sequência geológico-geotécnica típica do teto das galerias.....	151
Figura 74 – Representação da sistemática utilizada na medição da altura de ruptura..	153
Figura 75 - Comparação entre tirantes instalados corretamente e incorretamente.....	155
Figura 76 - Investigação de sondagem (FT-02), utilizada na caracterização geomecânica da sequência geológica de teto, junto às áreas rompidas. A letra C seguida do número 1 (C1), situada a 2,60m, representa a localização do contato geológico entre as unidades geotécnicas 1 e 2.....	156
Figura 77 - Perfil geológico-geotécnico representativo da região onde se desenvolveram rupturas. As duas unidades geotécnicas principais são acompanhadas da espessura e competência.....	160
Figura 78 – Perfil geológico-geotécnico definido a partir da investigação (FT-02), realizada nas proximidades das áreas de ruptura. As unidades geotécnicas principais são acompanhadas de qualificação individual (UR) e da competência do maciço rochoso, situado no intervalo ancorado tirante (CMRR).	165
Figura 79- Janela inicial do aplicativo, onde são armazenadas informações gerais, tais como: localização do ponto de caracterização geomecânica, tipo de informação utilizada (paredes de escavação ou testemunhos de sondagem), além do número de unidades geotécnicas identificadas.	166
Figura 80 - Janela seguinte, apresentando os parâmetros de entrada, na caracterização individual (UR) de unidades, tais como: resistência à compressão, além de informações referentes à intensidade e qualidade de discontinuidades.....	166
Figura 81 - Seleção dos parâmetros de entrada, associados à avaliação do conjunto de camadas rochosas, situadas no intervalo de ancoragem do tirante (RR). Na porção superior, a direita da imagem, é apresentada, em sequência, da esquerda para a direita, valores de CMRR, sem e com a aplicação do desconto dirigido à sensibilidade a unidade do maciço rochoso.	167
Figura 82 – Formato de tela final, apresentando o perfil da sequência de unidades geotécnicas, sua qualificação individual (UR), acompanhado do valor de CMRR, ajustado aos efeitos do intemperismo. No perfil também é representado o tirante padrão e seu intervalo de ancoragem.....	167
Figura 83 - Configuração do sistema de suporte: (a) Cenário de $RMR_D=43/\text{diagonal}=9,31\text{m}$; e (b) Cenário de $RMR_{\text{retro}}\text{médio}=68/\text{diagonal}=9,31\text{m}$. ..	173
Figura 84 - Configuração do sistema de suporte: (a) Cenário de $RMR_D=43/\text{diagonal}=7,89\text{m}$; e (b) $RMR_{\text{retro}}\text{médio}=68/\text{diagonal}=7,89\text{m}$	174
Figura 85 - Janela inicial, onde são armazenadas informações referentes ao cenário ($We=5,50/ Is=7,89$ metros). Na metade esquerda, fatores como: competência do teto escavado e dimensões geométricas das escavações e, na direita, as características do sistema de suporte tradicionalmente aplicado na mina.	181
Figura 86 - Resultado do <i>checklist</i> fornecido pelo <i>software</i> , onde são conferidos os elementos geométricos e de suporte referentes: ao mecanismo de reforço, geometria da escavação, comprimento e capacidade dos tirantes aplicados. O processo é finalizado	

com a estimativa da intensidade suporte sugerida ($ARBS_G$) e aplicada ($ARBS$), em função dos valores dos elementos introduzidos na janela anterior.....	181
Figura 87 - Informações referentes ao cenário ($Is=9,31/We=6,60$ metros). Na metade esquerda, características indicativas da competência do teto, dimensões das escavações e, na direita, as particularidades do sistema de suporte tradicionalmente aplicado na mina.	182
Figura 88 - Resultado da avaliação individual dos elementos de suporte: mecanismo de reforço, geometria de escavação e características dos tirantes. O processo é finalizado com a estimativa da intensidade suporte sugerida ($ARBS_G$) e aplicada ($ARBS$), em função dos valores dos elementos introduzidos na janela anterior.....	182
Figura 89 – Cenários de estruturação de teto imediato atirantado: (a) tradicional com suspensão da camada pouco competente em uma de competência mais elevada; e (b) representativo das áreas rompidas.	184

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Classificação de suportes.	52
Tabela 2 – Principais classificações geomecânicas de maciços rochosos.	74
Tabela 3 – Versões do sistema de classificação geomecânica RMR.	81
Tabela 4 – Histórico de estudos desenvolvidos em rochas sedimentares, que visam à determinação de fatores de conversão entre o índice de resistência (PLT-axial) e medidas de resistência à compressão uniaxial (UCS).	82
Tabela 5 – Tabela de campo para estimativa aproximada da resistência da rocha.	84
Tabela 6 – Classificação de espaçamento entre descontinuidades.	88
Tabela 7 – Classificação da persistência de descontinuidades.	88
Tabela 8 – Tabela de classificação da abertura das descontinuidades.	89
Tabela 9 – Classificação de rugosidade de uma superfície de descontinuidade.	89
Tabela 10 - Tabela de determinação da resistência aproximada do material de preenchimento.	90
Tabela 11 – Classes de intemperismo do maciço rochoso.	91
Tabela 12 – Determinação das características de descontinuidades medidas em afloramento e testemunhos de sondagem.	91
Tabela 13 – Parâmetros e intervalos de avaliação adotados nas diferentes versões do sistema do sistema de classificação RMR.	93
Tabela 14 – Parâmetros que compõem a classificação geomecânica RMR.	95
Tabela 15 – Avaliação do número de descontinuidades por metro.	98
Tabela 16 – Avaliação das condições de descontinuidades.	99
Tabela 17 - Ajuste que avalia a estabilidade do teto de uma escavação, a partir da combinação entre a orientação (direção e mergulho) das descontinuidades com relação à orientação da abertura subterrânea.	100
Tabela 18 - Orientações para escavação e utilização de suporte dirigido a túneis com 10 m de extensão.	103
Tabela 19 – Tabela de dimensionamento de suporte de teto em galerias com 6,0 metros de extensão.	105
Tabela 20 - Tabela de dimensionamento de suporte de em galerias com 5,5 metros de extensão.	106
Tabela 21 - Tabela de dimensionamento de suporte em galerias com 5,0 metros de extensão.	107
Tabela 22 - Tabela de dimensionamento de suporte em cruzamentos de galerias. Galerias com 6,0 metros de extensão.	108
Tabela 23 - Tabela de dimensionamento de suporte em cruzamentos de galerias. Galerias com 6,0 metros de extensão.	109
Tabela 24 – Intervalo de índices empregados na avaliação da resistência da rocha. ...	118
Tabela 25 – Intervalo de índices sugeridos a cada combinação de espaçamento e persistência de descontinuidades.	118

Tabela 26 - Graus de coesão da superfície de descontinuidade, considerando o número de golpes com martelo e talhadeira necessários para sua separação.	120
Tabela 27 – Índices de avaliação combinada dos parâmetros coesão e rugosidade.	121
Tabela 28 - Índices de ajuste empregados na classificação CMRR, na avaliação da sensibilidade à umidade da rocha.	123
Tabela 29 - Fatores de ajuste atribuídos à presença de múltiplas descontinuidades em uma unidade geotécnica.	124
Tabela 30 - Ajuste da camada competente.	126
Tabela 31 - Fator de redução aplicado ao ajuste da camada competente (SBADJ), considerando a espessura da camada suspensa, menos competente.	126
Tabela 32 – Ajuste de contato entre unidades.	128
Tabela 33 - Ajuste devido à presença de água.	129
Tabela 34 - Ajuste de sobrecarga.	129
Tabela 35 - Classificação geomecânica dos maciços rochosos que formam a sequência geológica de teto tradicional da mina.	149
Tabela 36 - Características do sistema de suporte padrão utilizado na mina.	150
Tabela 37 - Dimensões dos cruzamentos entre galerias.	153
Tabela 38 - Alturas de ruptura medidas nos cruzamentos avaliados.	154
Tabela 39 - Tabela resumo dos parâmetros geométricos de escavação e ruptura aplicados no estudo.	154
Tabela 40 - Classificação geomecânica RMR dos maciços rochosos que formam a sequência geológica de teto, típica das regiões rompidas.	158
Tabela 41 - Índices de RMR retro-calculados em função da altura de ruptura e da dimensão aplicada nos cruzamentos entre galerias.	161
Tabela 42 - Classificação geomecânica CMRR dos maciços rochosos, que formam a sequência geológica de teto, típica da região com rupturas.	162
Tabela 43 - Altura de carregamento estimada a partir da sondagem geotécnica FT-02.	169
Tabela 44 – Dimensionamento da configuração de suporte em galerias, empregando tirantes com diâmetro de 16mm (Cb=10 toneladas).	170
Tabela 45 - Dimensionamento da configuração de suporte nos cruzamentos entre galerias, empregando tirantes com diâmetro de 16mm (Cb=10 toneladas).	170
Tabela 46 - Dimensionamento da configuração de suporte em galerias, empregando tirantes com diâmetro de 19mm (Cb=15 toneladas).	171
Tabela 47 - Dimensionamento da configuração de suporte nos cruzamentos entre galerias, empregando tirantes com diâmetro de 19mm (Cb=15 toneladas).	171
Tabela 48 – Cenários de dimensões avaliados, competência do teto imediato e parâmetros de dimensionamento sugeridos através da metodologia ARBS.	178
Tabela 49 – Capacidade individual de tirante recomendada em função dos diferentes cenários geométricos de escavação e de atirantamento.	179
Tabela 50 - Intensidade de suporte fornecida (PRSUP) pelo padrão de atirantamento aplicado na mina, caso o mesmo estivesse operando no reforço de teto por efeito viga.	180

Tabela 51 – Dimensionamento do sistema de suporte em galerias, considerando os cenários de RMR e de dimensões determinados. Por fim, a título de comparação são apresentados os parâmetros de projeto, que compõem sistema de suporte tradicionalmente empregado na mina.....	188
Tabela 52 - Dimensionamento do sistema de suporte dirigido ao cruzamento entre galerias, considerando os cenários de RMR e de dimensões determinados. Por fim, a título de comparação são apresentados os parâmetros de projeto, que compõem sistema de suporte tradicionalmente empregado na mina.	188
Tabela 53 - Resumo dos resultados da simulação computacional.....	191

LISTA DE SIGLAS

CMRR	<i>Coal Mine Roof Rating</i>
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
EUA	Estados Unidos da América
SF	Fator de estabilidade
FS	Fator de segurança
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
US	<i>United States</i>
(σ_3)	Tensão principal menor
(σ_1)	Tensão principal maior
(σ_2)	Tensão principal intermediária
(σ_v)	Tensão vertical
(σ_h)	Tensão horizontal
(\bar{x})	Espaçamento médio de descontinuidades
(λ)	Frequência de descontinuidades por metro linear
(c)	Coesão (MPa)
(φ)	Ângulo de atrito interno (graus)
(RMR)	<i>Rock Mass Rating</i>
(B)	Largura da galeria (m)
(B')	Largura de diagonal aplicada nos cruzamentos entre galerias (m)
(γ)	Densidade do material (KN/m ³)
(h_t)	Altura de carregamento de rocha sobre o teto da escavação (m)
(h_t')	Altura de ruptura medida nos cruzamentos entre galerias (m)
(Is)	Índice de carga pontual
(τ)	Tensão de cisalhamento (MPa)
(H)	Espessura de cobertura sobre a camada de carvão (m)
(ϕ)	Diâmetro (mm)

RESUMO

A unidade de extração mineral em estudo, assim como as demais unidades subterrâneas, atuantes na atividade de exploração do carvão mineral, na porção Sul, do Estado de Santa Catarina, opera através do método de lavra câmaras e pilares a uma profundidade de aproximadamente 100 metros.

Nesse sistema, o teto das galerias e os pilares têm, respectivamente, como principal função: promover sustentação estrutural dos carregamentos verticais, exercidos pelas unidades geotécnicas que formam o teto imediato das escavações (*roof load*), as quais exercem maior pressão aos tirantes, bem como fornecer suporte ao gradiente de sobrecarga dos pacotes rochosos e terrosos, situados acima da camada de carvão (*overburden*).

No presente estudo, nas operações de sustentação do teto imediato das escavações, são rotineiramente empregados tirantes, com ($\phi=16\text{mm}$), 1,40m de comprimento ativo, resinados pontualmente, pré-tensionados e parcialmente ancorados em uma unidade geotécnica mais competente e com melhores características de auto-sustentação.

Em antigos painéis de extração da unidade, foram identificadas diversas rupturas de teto imediato, localizadas em regiões de cruzamentos entre galerias, cujo histórico, aponta o início de desenvolvimento, em um período próximo de 2,5 anos após a lavra dos painéis.

Com o objetivo de identificar os fatores preponderantes, que ocasionaram o desenvolvimento desse conjunto de rupturas, foram realizadas inspeções em subsolo, as quais permitiram a avaliação de 11 áreas rompidas, com características geológico-geotécnicas e de ruptura semelhantes.

Em todas as áreas vistoriadas, foi identificado um espessamento substancial da unidade geotécnica que forma o teto imediato das escavações (unidade 1), além da constatação visual de que a profundidade das rupturas investigadas é controlada por variações ocasionais na espessura, dessa mesma unidade.

O novo perfil geológico-geotécnico construído a partir de informações de sondagem e de vistorias em subsolo comprovou, que para esse novo cenário de teto, tirantes com 1,40 metros de comprimento ativo, não se aplicam no reforço do teto imediato por suspensão, uma vez que, o espessamento da unidade geotécnica a ser contida (unidade 1), resultou na exclusão da unidade competente (unidade 2) do

intervalo atirantado, acarretando assim, na perda da função exercida pelo sistema de suporte padrão aplicado na unidade, em todas as operações de sustentação de teto.

Na proposição de um sistema de contenção mais apropriado, dirigido ao cenário geológico-geotécnico identificado, junto às regiões de caimentos, foram utilizados dois sistemas de classificação de maciços rochosos: *Rock Mass Rating – RMR* e *Coal Mine Roof Rating – CMRR*, que integram um conjunto de equações empíricas, aplicadas na determinação das características do sistema de suporte e da dimensão máxima sugerida nos cruzamentos entre galerias em minas subterrâneas de carvão.

Palavras chave: Mineração de Carvão, Rupturas de Teto, Sistemas de Classificação de Maciços Rochosos, Dimensionamento Empírico do Sistema de Suporte.

ABSTRACT

The mining site under study, as well as the other underground units operating in the coal mining activity in the southern portion of the State of Santa Catarina, operates through room and pillars method to a depth of roughly 100 meters.

In this mining system, the roof of the galleries and the pillars have, respectively, as main function: to provide structural support of the vertical loads, exerted by geotechnical units that form the immediate roof of the excavations, which exert more pressure on the bolts, as well as provide support to overburden gradient (rock and soil), located above the coal layer.

In the present study in the support operations of the immediate roof of the excavations the mining company are used bolts with ($\phi=16\text{mm}$), 1.40m of active length, point-anchor/resin-assisted, pretensioned and partially anchored in more competent geotechnical unit.

In the old mining panels of the site, several immediate roof ruptures were identified, located in regions of entries intersections, whose history indicates the development of these instabilities, in a period close to 2.5 years after mining.

In order to identify the preponderant factors that led to the development of this set of ruptures, underground inspections were carried out, which allowed the evaluation of 11 ruptured areas with similar geological-geotechnical and rupture characteristics.

In all surveyed areas was identified a substantial thickening of the geotechnical unit forming the immediate roof of the excavations (unit 1) was identified, in addition to the visual verification that the depth of the ruptures investigated is controlled by occasional variations in the thickness of the same structural unit.

The new geological-geotechnical profile constructed with drill core and underground mapping data has shown that for this new roof scenario, bolts with 1.40m of active length do not apply to the reinforcement of the immediate roof by suspension mechanism. The thickening of the geotechnical layer to be supported (unit 1) resulted in the exclusion of the competent unit (unit 2) from the anchor range of the bolt leading to loss of the function of conventional system applied in all operations of roof support.

For propose a more appropriate support arrangement considered the new geological and geotechnical scenario, two rock mass classification systems were used: Rock Mass Rating (RMR) and Coal Mine Roof Rating (CMRR). The systems are

utilized in empirical design equations for determination of the characteristics of the support system and the maximum dimension suggest in the intersections of the galleries.

Keywords: Coal Mining, Roof Ruptures, Rock Mass Classification Systems; Empirical Design of the Support System.

Capítulo 1

1.0 INTRODUÇÃO

A integridade estrutural ou competência do teto, em uma mina subterrânea de carvão é fortemente afetada, por zonas de fraqueza naturais presentes nas litologias sedimentares, comumente associadas a esse depósito mineral (Mark & Molinda, 2007). Com sua gênese atribuída, principalmente a processos deposicionais, essas descontinuidades são representadas, no ambiente carbonífero, por estruturas geológicas, tais como: laminações, acamamentos, estratificações, falhas e fraturas. As propriedades de engenharia das unidades litológicas, necessárias, em volume expressivo, para elaboração de projetos de estabilidade, apresentam-se, de modo geral, muito variáveis entre litotipos semelhantes em diferentes minas ou até na escala de uma mesma mina. Acompanhado deste fato, está o custo elevado da realização de controles tecnológicos, através de ensaios de laboratório, seguido da relação apenas indireta, entre os parâmetros da rocha intacta e os do maciço rochoso.

As classificações geomecânicas foram desenvolvidas como uma alternativa na estimativa da qualidade ou competência do maciço rochoso. Esses sistemas de classificação, em geral, são desenvolvidos a partir de casos práticos de engenharia, onde a experiência adquirida com os mesmos permite a atribuição de índices de avaliação a um conjunto de parâmetros geotécnicos, estabelecidos como de suma importância na determinação da qualidade ou competência de uma rocha. O somatório desses índices de avaliação conduz a um valor final que retrata a qualidade do maciço rochoso.

De acordo com Bieniawski *et al.* (1994), o primeiro passo na obtenção da competência dos estratos sedimentares associados a depósitos de carvão, representa a determinação da sua qualidade. Nessa tarefa, duas técnicas principais são atualmente empregadas através do mundo: o tradicional sistema de classificação *Rock Mass Rating* (RMR), também conhecido como *Geomechanics Classification*, desenvolvido com base, em casos históricos de túneis, minas e abrigos subterrâneos; e o sistema de classificação geomecânica (CMRR) – *Coal Mine Roof Rating*, desenvolvido por Molinda & Mark (1993), do Instituto *Bureau of Mines* americano, com base em características adaptadas das principais classificações geomecânicas, entre elas, o sistema (RMR). A classificação CMRR, foi desenvolvida exclusivamente para a

caracterização de maciços rochosos sedimentares, que normalmente formam o teto das minas subterrâneas de carvão.

Segundo Bieniawski (1988), os sistemas de classificação geomecânica apresentam um histórico de sucesso por inúmeras razões, entre elas, destacam-se:

- Fornecem uma metodologia para estimativa da resistência/competência do maciço rochoso através de medidas simples;
- Permitem que informações geológicas descritivas sejam convertidas em dados quantitativos, permitindo sua utilização em projetos de engenharia;
- Possibilitam uma melhor comunicação entre as equipes de geologia e engenharia e;
- Tornam possível a comparação de experiências obtidas em *sites* distintos, mesmo em contextos geológicos diferentes.

Esse último benefício, destaca uma aplicação extremamente poderosa dos sistemas de classificação geomecânica, que consiste, em sua utilização como espinha dorsal nas relações empíricas que visam à seleção das características do sistema de suporte (Bieniawski, 1992). Essas estimativas, conforme relatado, baseiam-se em experiências pretéritas, adquiridas no controle da estabilidade de escavações em rocha, as quais são reunidas em número expressivo, organizadas em bancos de dados, que posteriormente são submetidos a tratamentos estatísticos que visam à determinação de diretrizes robustas e confiáveis empregadas na seleção das características do sistema de suporte.

Alguns autores, entre eles: Unal (1983, 1986, 1989), Bieniawski (1987, 1992), Mark (2000) & Mark *et al.* (2001), apresentam técnicas dirigidas a seleção do sistema de suporte de teto, em minas subterrâneas de carvão, baseadas nas classificações geomecânicas de maciços rochosos já mencionadas.

O presente estudo visa diagnosticar 11 casos de ruptura ocorridos em cruzamentos entre galerias, situados em antigos painéis de lavra de uma mina subterrânea de carvão, no estado de Santa Catarina. Relatórios disponibilizados pela mineradora apontam um intervalo de aproximadamente 2,5 anos, entre o término da lavra nos painéis e os primeiros relatos no tocante a rupturas, nessa região.

Com esse objetivo, foram reunidas informações sobre a geologia, características geotécnicas do maciço rochoso que forma o teto das galerias, dimensões geométricas aplicadas nas escavações e características do sistema de suporte tradicionalmente

utilizado na mina, propondo, inicialmente, a classificação geomecânica da sequência rochosa que forma o teto imediato das escavações avaliadas, considerando ambos os sistemas de classificação: o tradicional (RMR) e o sistema (CMRR).

A caracterização geomecânica do teto imediato das galerias, a partir dos sistemas de classificação referidos, além de proporcionar uma comparação entre seus resultados, permite a utilização dos mesmos, em equações empíricas que determinam as características do sistema de suporte.

A partir do cenário geológico-geotécnico de teto identificado, junto às áreas rompidas e das dimensões aplicadas nas escavações, serão determinadas configurações de atirantamento, através de duas técnicas de dimensionamento empírico, que em conjunto das demais informações reunidas em subsolo, servirão de base para proposição de um sistema de suporte mais adequado ao novo cenário de teto identificado.

1.1 OBJETIVOS

O presente estudo tem como objetivo a aquisição de informações referentes à geologia, operacionais, qualidade de teto, dimensões geométricas aplicadas nas escavações em uma mina subterrânea de carvão, situada no estado de Santa Catarina, com intuito de apontar os fatores preponderantes que ocasionaram o desenvolvimento de uma série de rupturas de teto imediato, ocorridas nos cruzamentos de antigas galerias. Informações reunidas em subsolo serão avaliadas a partir de dois sistemas de classificação geomecânica de maciços rochosos: o RMR e o CMRR, e em seguida, seus resultados serão praticados em equações empíricas desenvolvidas para a seleção das características do sistema de suporte em minas subterrâneas de carvão.

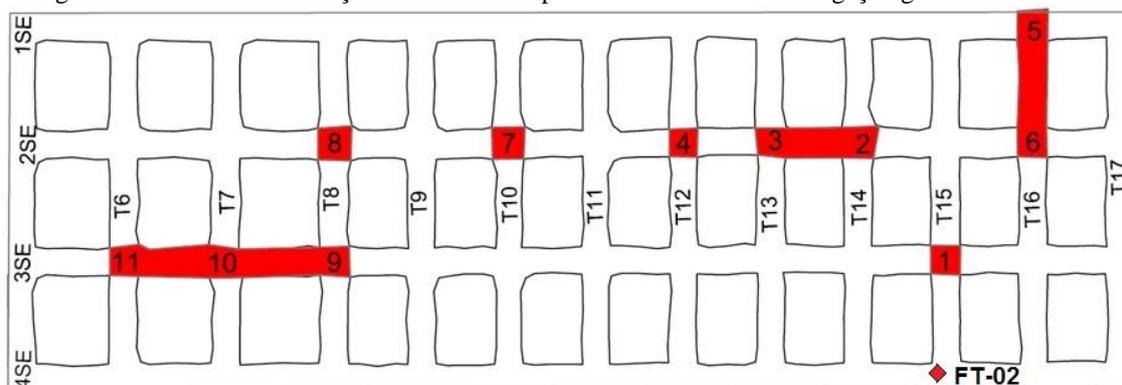
Dessa forma, almeja-se buscar uma verificação da real adequação do sistema de suporte empregado em todas as operações de sustentação de teto imediato na mina, tendo em vista, novas características geológico-geotécnicas de teto imediato identificadas.

1.2 METODOLOGIA APLICADA

Para que sejam atingidos os objetivos propostos, será necessária a realização de inspeções técnicas, dirigidas aos locais da mina em que se desenvolveram rupturas de teto, além de uma verificação detalhada no acervo de relatórios da mina, que permitirão, entre outros benefícios, um maior conhecimento histórico dirigido à região dos caimentos (Figura 1). Junto a cada uma das 11 áreas rompidas, situadas nos cruzamentos de antigas galerias, será realizada, quando possível: a identificação da geometria de ruptura, coleta de informações geológicas e geotécnicas, reunião de dados referentes a dimensões geométricas aplicadas nas escavações e profundidade das rupturas.

Além dessas informações, que serão reunidas a partir de inspeções técnicas em subsolo, serão disponibilizados os relatórios geológico-geotécnicos das investigações (FT-01) e (FT-02), que permitirão, através de dois diferentes sistemas de classificação de maciços rochosos, estimar a qualidade ou competência da rocha que forma o teto imediato das escavações. A sondagem geotécnica (FT-01), cujo local de execução não foi informado pela mineradora, foi realizada em março de 2015, e utilizada, pelo corpo técnico da mina, em conjunto com outras investigações, na identificação da sequência geológica de teto e determinação da configuração do sistema de suporte padrão aplicado. Já à investigação (FT-02), foi executada nas proximidades da região afetada por rupturas (Figura 1), em 15 de setembro de 2016, exclusivamente para auxiliar no desenvolvimento desse estudo. Os testemunhos de rochosos recuperados, em ambas as sondagens geotécnicas referidas, foram descritos imediatamente após o acondicionamento em caixas padronizadas.

Figura 1 – Planta de localização das áreas de ruptura avaliadas e da investigação geotécnica FT-02.



Fonte: Modificado de Tôrres (2018).

A partir desses dados, serão determinadas configurações de atirantamento, dirigidas às regiões rompidas, através de duas técnicas de dimensionamento, que em conjunto das demais informações reunidas em subsolo e disponibilizadas pela mineradora, servirão de base, na avaliação da eficácia do sistema de suporte padrão aplicado, em todas as operações de sustentação do teto imediato na mina, além da proposição de um sistema de contenção mais apropriado, dirigido à região dos caimentos.

1.3 ORDENAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Essa dissertação será compartimentada em uma sequência de capítulos, de forma a atender uma ordem lógica de abordagem do tema proposto. Com essa finalidade, o presente estudo será apresentado no seguinte formato:

- **Capítulo 1** – Introdução teórica seguida de uma rápida apresentação do problema, objetivos almejados no estudo, metodologia de resolução sugerida, e organização da dissertação.
- **Capítulo 2** – Revisão dos conceitos teóricos relacionados ao comportamento de aberturas retangulares, fatores atuantes em uma escavação subterrânea, características dos tirantes frequentemente aplicados na sustentação do teto das galerias em minas subterrâneas de carvão, tipos de ancoragem e mecanismos de reforço rotineiramente aplicados.
- **Capítulo 3** – Abordagem introdutória dirigida aos principais sistemas de classificação de maciços rochosos, seguida de uma revisão detalhada das classificações tradicionalmente aplicadas na avaliação da qualidade do teto em minas subterrâneas de carvão. Por fim, serão apresentadas duas diferentes técnicas de dimensionamento empírico, utilizadas na indústria do carvão, na seleção do sistema de suporte de teto em galerias.
- **Capítulo 4** – Nesse capítulo serão apresentadas todas as informações referentes ao estudo de caso proposto, destacam-se: geologia regional e local, sistemas de suporte tradicionalmente aplicado em todas as operações de sustentação de teto na mina, informações reunidas através de inspeções técnicas, entre elas: qualidade do maciço rochoso que forma o teto das galerias, dimensões geométricas das escavações e profundidade das rupturas. Em seguida, serão apresentados perfis geológico-geotécnicos, construídos a partir de descrições de sondagem, que em conjunto das demais informações reunidas, servirão de suporte na construção de um modelo de ruptura. Por fim, e a partir dos

conhecimentos que serão reunidos nas diferentes fases do estudo, será proposto um novo sistema de suporte, mais apropriado às regiões de ruptura.

- **Capítulo 5** – Discussões teórico-práticas com base nos resultados que serão obtidos.
- **Capítulo 6** – Conclusões finais.

Capítulo 2

2.0 CONTROLE DA ESTABILIDADE DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS EM DEPÓSITOS DE CARVÃO

De acordo com Peng (2007) a ciência que estuda e controla o comportamento dos estratos rochosos e a camada de carvão em resposta aos efeitos causados pelas operações de uma mina é designada de “*Ground Control*”. Resumidamente, na visão do referido autor, *ground control* representa simplesmente a aplicação dos princípios da mecânica de rochas em operações de mina.

No ponto de vista de Bieniawski (1992) os termos *ground control* e *strata control* apresentam um mesmo significado e surgiram na década de 30, quando a utilização de chumbadores como mecanismo de suporte foi pioneiro nos Estados Unidos. Em sua origem, o termo *ground/strata control* tem como significado a manutenção da estabilidade do maciço rochoso a partir do controle dos movimentos resultantes das escavações do terreno.

Por via de regra, é aceito que as condições do teto de uma mina de carvão são dependentes de alguns fatores (Bieniawski *et al.*, 1980), entre eles, destacam-se:

- Características gerais das litologias que formam o teto imediato da mina (características geológicas e das suas descontinuidades, competência, propriedades físicas, entre outras);
- Largura da escavação, medidas de suporte utilizadas, efeito causado pelos equipamentos de mineração;
- Infiltrações de água e seus efeitos nas propriedades do maciço;
- Condições de tensão *in situ*; e
- Descontinuidades presentes na camada de carvão.

Entre esses fatores que irão governar a qualidade do maciço que forma o teto de uma mina, destacam-se primeiramente as características geológicas e das suas descontinuidades, seguidos das condições operacionais tais como: geometria de escavação e o funcionamento das medidas de suporte utilizadas.

Entre os tipos mais comuns de instabilidades observadas nesse ambiente, destacam-se: rupturas nos pilares, rupturas de teto, elevações no piso, estouros de rocha e ruptura do mecanismo de suporte.

Neste capítulo, serão abordados os fatores que governam a formação e o desenvolvimento de rupturas de teto imediato, seus tipos mais comuns, além das tecnologias habitualmente empregadas na conservação da estabilidade. Referente aos tipos de tecnologias utilizadas na contenção de rupturas, sua exposição nesse trabalho, se restringirá ao emprego de chumbadores, mecanismos de reforço e modelos de ancoragem disponíveis e característicos, no controle de rupturas de teto em minas subterrâneas de carvão.

2.1 FATORES QUE CONTROLAM A ESTABILIDADE DOS ESTRATOS QUE FORMAM O TETO DE UMA MINA DE CARVÃO

2.1.1 RESISTÊNCIA DAS ROCHAS

Se considerarmos o ambiente deposicional de formação do carvão e litologias frequentemente associadas, observa-se que dois tipos principais se sobressaem: o ambiente fluvial e o ambiente marinho. Os depósitos marinhos estão ligados a oscilações de marés e normalmente formam-se em regiões alagadas situadas na parte posterior ao campo de dunas.

Diferentemente do ambiente marinho, no que diz respeito à energia, o fluvial apresenta-se bem mais complexo ou dinâmico em termos de variações contínuas na espessura de camadas e litotipos. É um ambiente onde a alta energia erosiva e de transporte de sedimentos resulta, na maioria das vezes, em drásticas mudanças nas características dos estratos e seus contatos, resultando na formação de descontinuidades ou zonas de fraqueza que logo a seguir, poderão ser responsáveis por impactar na rotina de operações de uma mina.

A maior parte das estruturas geológicas, que ocorrem no teto de uma mina de carvão são formadas, durante os processos de deposição e compactação de sedimentos. Destacam-se: os paleocanais (ou canais de areia), veios de argila, concreções, depósitos de deflação e pequenas falhas, como estruturas resultantes desses processos. Já

estruturas como falhas e dobras, com elevada dimensão são normalmente atribuídas uma origem a partir de eventos tectônicos (Molinda, 2003).

Na visão de Peng (2008) o ambiente deposicional de formação do carvão tem influência direta na espessura, extensão, qualidade e potencial de minerabilidade de uma camada de carvão, ou seja, a qualidade dos estratos, incluindo a camada de carvão, juntamente com a sequência de teto e piso de uma mina subterrânea, retratam as condições do seu ambiente *paleo* deposicional. Portanto, o entendimento das particularidades de cada ambiente deposicional, dentro de uma região ou na escala de uma mina, é extremamente favorável na previsão das condições de estabilidade (Mullenex, 1986).

De acordo com Molinda 2003, as rochas sedimentares associadas a depósitos de carvão, apresentam competência inferior às demais litologias sedimentares. Segundo o autor, esse fato apresenta-se associado à etapa de deposição dos sedimentos, que frequentemente ocorrem próximo à superfície, onde ficam a mercê de inúmeras perturbações devido a rápidas mudanças na dinâmica deposicional. Dentro de uma vasta gama de processos que ocasionam perturbações e zonas de fraqueza interna e externa aos litotipos, em sua origem, podem-se listar: os inúmeros avanços da lâmina d'água, sobre o campo de turfa causando sérias perturbações e separações, que irão se refletir na integridade da camada de carvão; e a compactação diferencial causada pelo soterramento progressivo de pacotes de sedimentos.

De maneira geral, os estratos rochosos associados ao carvão incluem, em ordem decrescente de resistência: calcários, arenitos, siltitos e argilitos e, sua determinação é realizada a partir de testes de laboratório padronizados, aplicados a sua porção intacta, ou seja, nesse caso, não são integralmente quantificados os defeitos ou descontinuidades provenientes da sua formação e que resultam, em impactos adversos na integridade estrutural do sistema (Peng, 2008).

Os calcários apresentam-se geralmente extremamente resistentes, porém, o aparecimento de descontinuidades como, por exemplo, o plano de acamamento irá refletir diretamente na formação de uma anisotropia direcional e conseqüentemente no decréscimo da resistência (Figura 2 e Figura 3).

Figura 2 – Calcário maciço.



Fonte: Geology.com (2018).

Figura 3 – Calcário com superfícies de acamamento.



Blatt *et al.* (1980).

No caso dos arenitos, sua resistência apresenta-se bastante variável devido a particularidades como: composição, textura, formato das partículas de areia e características de cimentação. Esses atributos, somados a discontinuidades como: plano de acamamento e estratificação que podem ou não, estar presentes nessas rochas, e que apresentam uma relação direta com sua resistência, também fornecem informações importantes sobre a dinâmica do ambiente *paleo* deposicional (Figura 4 e Figura 5).

Figura 4 – Arenito maciço.



Fonte: Geology.com (2018).

Figura 5 - Arenito laminado.



Fonte: Winge *et. al.* (2001).

Os siltitos apresentam resistência similar a dos arenitos e sua variação também está diretamente associada à composição e presença de descontinuidades, porém, por serem compostos de partículas com dimensões reduzidas, apresentam uma tendência no desenvolvimento de estruturas sedimentares como, por exemplo, laminações (Figura 6 e Figura 7). Essas estruturas são formadas geralmente como resultado da variação brusca na taxa de suprimento de sedimentos que podem estar associados a mudanças no ambiente deposicional.

Figura 6 – Siltito. Quebras paralelas às superfícies de descontinuidade.



Fonte: Learning Geology Website (2018).

Figura 7 – Siltito com acamamento/laminação.



Fonte: English Wikipedia (2018).

Por fim, como representantes da sedimentação de granulometria mais fina, os argilitos são as rochas com menor resistência entre os principais grandes grupos de rochas sedimentares e que, comumente são identificados nas sequências rochosas de teto, em minas de carvão (Figura 8 e Figura 9). Além da baixa resistência, condicionada pela granulometria fina e densificação das descontinuidades (acamamento e laminações), nessas rochas, essa propriedade tende a ser ainda mais afetada, uma vez que, são submetidas a ciclos anuais de variação entre ar seco e ar úmido, provenientes dos processos de ventilação subterrânea (Peng, 2008).

Figura 8 – Argilito (*claystone*).

Fonte: Learning Geology Website (2018).

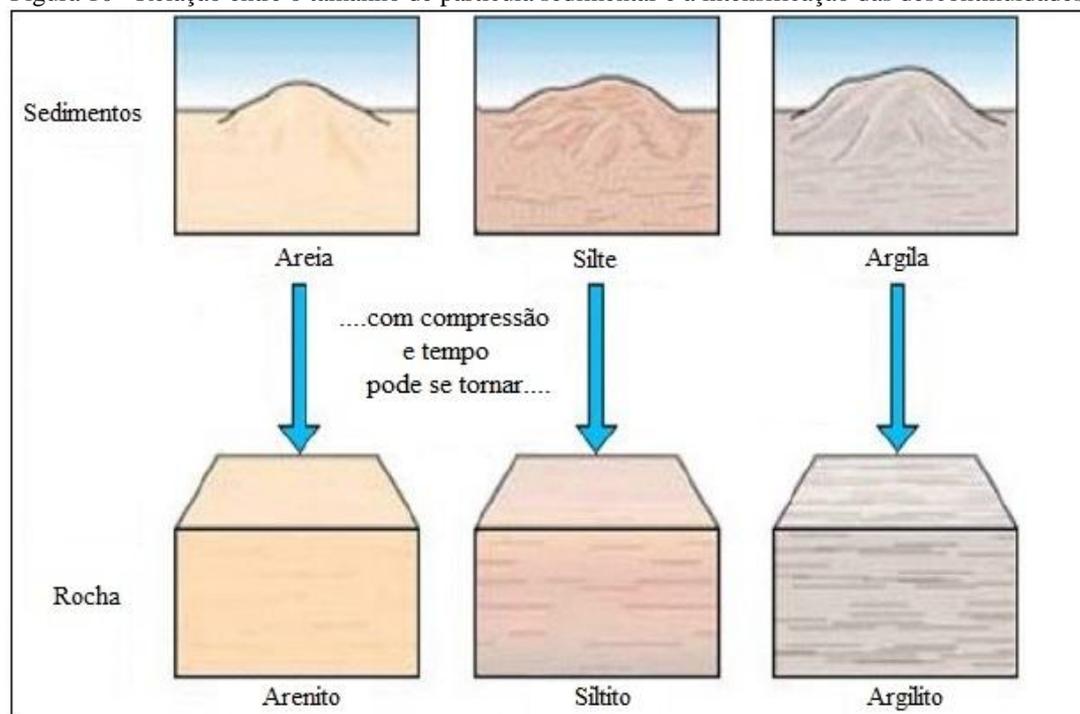
Figura 9 – Folhelho (*shale*).

Fonte: Learning Geology Website (2018).

Em um apanhado geral e conforme Molinda & Mark (1996), as propriedades físicas apresentadas pelas rochas sedimentares, que tipicamente compõem os depósitos de carvão mineral, retratam a combinação do seu ambiente *paleo* deposicional, que geralmente encontra-se associado a mudanças rápidas no regime hidráulico, o qual introduz areia, silte e argila em proporções variadas. Segundo os mesmos autores, são principalmente esses componentes que determinam a variação nas propriedades de resistência de cada rocha. Geralmente quanto mais grosseira a granulometria dos sedimentos clásticos, maior sua resistência axial, embora outros componentes como:

tipo de cimentação e presença de descontinuidades, também comprometa sua resistência. Uma vez que, ocorra um aumento na proporção de sedimentos finos como, por exemplo, silte e argila, junto ao material depositado, as descontinuidades tornam-se mais proeminentes e intensificadas, levando assim ao enfraquecimento da rocha, devido à formação de uma forte anisotropia direcional (Figura 10).

Figura 10 - Relação entre o tamanho de partícula sedimentar e a intensificação das descontinuidades.



Fonte: Modificado de Blatt *et al.* (1980).

2.1.2 GEOMETRIA DE ESCAVAÇÃO

A geometria de escavação em uma mina subterrânea de carvão é pouco variável, apresentando geralmente formato retangular, porém, sua dimensão representa um fator importante e que deve ser controlada, visando à manutenção da estabilidade. Os princípios básicos que governam as relações entre a largura e a estabilidade de uma escavação foram formulados, objetivando sua aplicação em projetos de túneis na área da engenharia civil (Bieniawski, 1989), destacando-se:

- Para uma determinada qualidade do maciço, o tempo de auto-sustentação de um túnel decresce, à medida que há um acréscimo na largura de escavação;

- Para uma determinada largura de escavação, o tempo de auto-sustentação de um túnel decresce, em conjunto com o empobrecimento da qualidade do maciço rochoso.

As maiores dimensões de escavação em uma mina subterrânea de carvão são encontradas nos cruzamentos entre galerias, os quais geralmente apresentam uma média do somatório de suas diagonais entre 7,0 a 12,0 metros, enquanto as galerias, geralmente tem sua largura limitada em 6,0 metros.

Um estudo desenvolvido por Molinda *et al.* (2000) demonstra que aproximadamente 70% de todas as rupturas de teto que se desenvolvem em minas subterrâneas de carvão, ocorrem nos cruzamentos entre galerias, embora esses locais representem apenas (20% a 25%) da extensão total de acessos escavados em uma mina. Portanto, de acordo com os autores referidos, rupturas de teto são uma dezena de vezes mais prováveis de ocorrerem nos cruzamentos, quando comparadas a uma extensão equivalente de entradas escavadas (Mark & Barczak, 2000).

2.1.3 CARGAS ATUANTES NA PERIFERIA DE UMA ESCAVAÇÃO

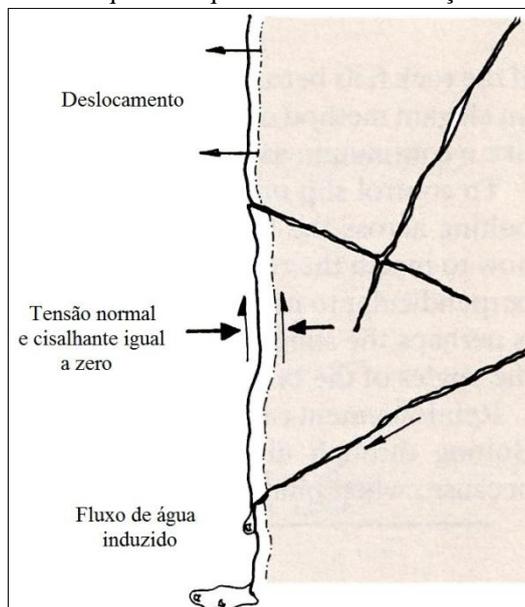
As tensões atuam em todas as áreas do subsolo (Mark & Barczak, 2000). Conforme Bieniawski (1992), ao ser executada uma escavação, há uma perturbação no estado original de tensões *in situ*, o qual o maciço rochoso encontra-se submentido, resultando na redistribuição deste campo tensional, em áreas vizinhas a escavação. Portanto, as tensões *in situ* podem ser categorizadas como tensões originais ou virgens, e que atuam no maciço, em sua fase pré-escavação, e as tensões induzidas resultam do próprio processo de escavação.

Na visão de Hudson (1989), existem três principais consequências resultantes do processo de escavação, que resultam do rearranjo no estado original de tensões no maciço rochoso (Figura 11), sendo elas:

- Deslocamento do maciço rochoso devido à remoção da sustentação ou confinamento lateral;
- A tensão normal perpendicular e a tensão cisalhante paralela aos limites da escavação são reduzidas a zero; e

- A pressão hidráulica na periferia da escavação é reduzida a zero e a água flui em direção à frente escavada.

Figura 11 – Três principais consequências que resultam da formação de uma escavação em rocha.



Fonte: Modificado de Hudson (1989).

Conforme Mark *et al.* (2000) as tensões *in situ* são normalmente divididas em três componentes: tensão vertical, tensão horizontal máxima e tensão horizontal mínima. As tensões verticais, atuantes em uma escavação subterrânea representam a carga resultante dos horizontes rochosos e terrosos que sobrepõem à escavação. As tensões horizontais, geralmente associadas a forças tectônicas, normalmente requerem maior atenção em virtude da incidência direta dessas forças, sobre o teto e o piso da escavação, enquanto, grande parte das tensões verticais é atenuada pelos pilares. Além disso, os autores citados relatam que no oeste dos Estados Unidos, ambas as forças são aproximadamente iguais em magnitude, em contraponto com a região leste, desse mesmo país, onde a proporção entre a tensão horizontal/vertical pode alcançar 3:1.

2.1.4 MÉTODOS DE LAVRA E ESCAVAÇÃO

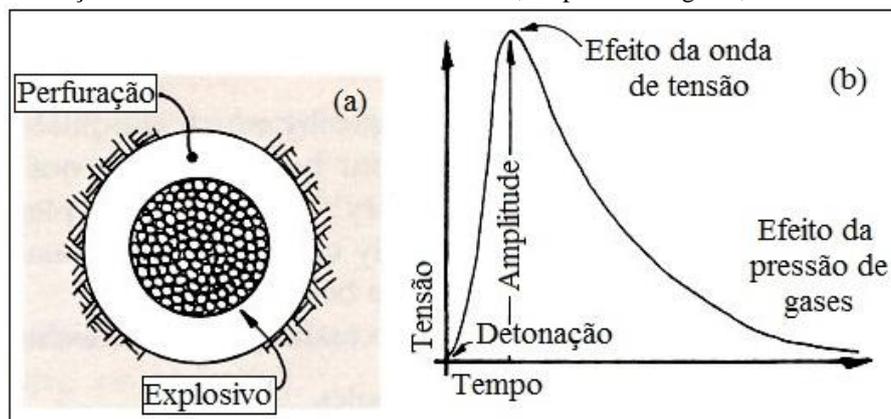
Segundo Koppe & Costa (2002), existem três métodos de lavra atualmente utilizados em minas subterrâneas de carvão: câmaras e pilares (*room and pillar*), *longwall* e *shortwall*. No método câmaras e pilares o mecanismo de escavação adotado pode empregar mineradores contínuos, que realizam um corte mecânico na camada de

carvão, proporcionando limites regulares e intactos nas aberturas escavadas ou optar pelo desmonte com explosivos.

O emprego de explosivos no desmonte de rocha é a longo tempo reconhecido como responsável pela diminuição da resistência/competência do maciço rochoso (Laubscher, 1977 & Kendorski *et al.*, 1983).

Conforme Hudson (1989) o desmonte com auxílio de explosivos resulta, em um curto intervalo de tempo, na formação de uma elevada pressão de gases no interior da perfuração, desenvolvendo ondas de tensão dinâmica, que irradiam para fora da zona carregada. Essa elevada pressão de gases, no interior da perfuração, pode ser mantida por um período relativamente longo, devido à queima contínua de explosivos (Figura 12).

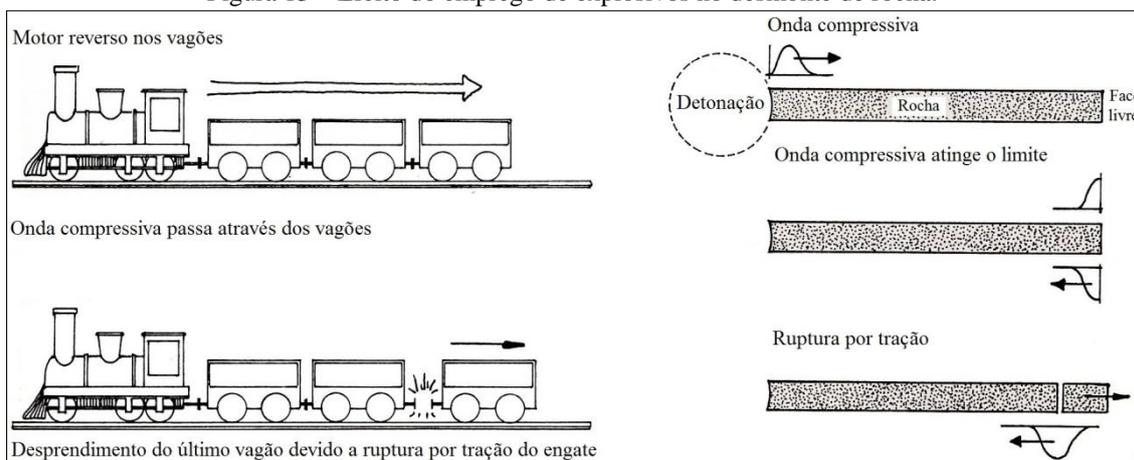
Figura 12 - Figura ilustrando: (a) perfuração no maciço rochoso, carregada com explosivos; e (b) diferença de duração entre os efeitos das ondas de tensão e, da pressão de gases, no interior da perfuração.



Fonte: Modificado de Hudson (1989).

A utilização de explosivos, no desmonte de rocha, resulta na formação de um padrão de fraturamento radial, que se desenvolve ao redor da perfuração, seguida da formação de lascas originadas por ondas compressivas, que são refletidas em faces livres no maciço, dessa forma, assumindo efeito trativo. O autor citado compara esse processo, com a deflagração de ruptura no engate de um vagão de trem (Figura 13).

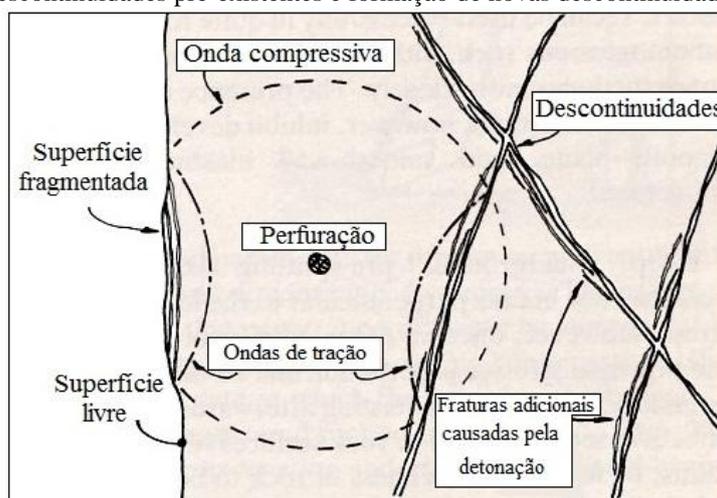
Figura 13 – Efeito do emprego de explosivos no desmonte de rocha.



Fonte: Modificado de Hudson (1989).

Além disso, Hudson (1989) relembra que a grande maioria dos materiais rochosos apresenta valor de resistência à tração inferior a compressão, portanto, mesmo que o maciço possa tolerar determinadas quantidades de tensão compressiva, o mesmo, pode não ser capaz de suportar, amplitudes similares de tensão trativa. Por essa mesma razão, descontinuidades podem sofrer abalos, tanto por fragmentação interna, devido à reflexão de ondas compressivas, em superfícies de descontinuidade dilatadas, quanto por efeito da pressão de gases (Figura 14).

Figura 14 - Efeitos causados no maciço pelo desmonte com explosivos. Abalos produzidos em descontinuidades pré-existentes e formação de novas descontinuidades.



Fonte: Modificado de Hudson (1989).

A partir de estudos realizados em minas de carvão no estado de Santa Catarina, Zingano (2002), constata que, quando o maciço rochoso é afetado pelo desmonte com explosivos, sua resistência diminui consideravelmente e estruturas, tais como: fraturas e

falhas podem ser reativadas a partir de ondas de choque. Esse fato, segundo o referido autor, acarreta no colapso de blocos ou aparecimento de aberturas nas descontinuidades e, conseqüentemente, elevadas deformações no maciço. Por fim, outro fato importante demonstrado nesse mesmo estudo e decorrente da utilização de explosivos no desmonte, representa a identificação de uma zona fragmentada, localizada na borda dos pilares, com aproximadamente 1 metro de largura, caracterizada por apresentar competência inferior à porção interior e intacta do pilar.

Basicamente, a utilização de explosivos no desmonte de rocha exerce influência direta na estabilidade do teto imediato, além de promover danos nas bordas dos pilares.

2.2 RUPTURAS DE TETO EM MINAS DE CARVÃO

Rupturas de teto representam quedas de rocha, não intencionais provenientes do teto de uma mina (Peng, 2008). A ocorrência de uma ruptura de teto acarreta no desenvolvimento de uma cavidade aberta, somada a fragmentos de rocha que, agora, encontram-se depositados no piso. Esse processo, além de expor os trabalhadores a uma condição insegura, danifica equipamentos, bloqueia o sistema de ventilação, além de interromper importantes rotas de fuga na mina (Mark *et al.*, 2005).

Vários autores se dedicaram ao estudo de modalidades de ruptura de teto, que ocorrem em minas subterrâneas de carvão, tradicionalmente iniciados com: (Connolly, 1970 & Shepherd *et al.*, 1978), e seguidos por outros autores, entre os quais, destacam-se:

Patrick e Aughenbaugh (1979), baseando-se na geometria e dimensão, classificaram as rupturas de teto em dois tipos: o tipo regular, que inclui as rupturas em formato de domo (*dome shaped*) e arco (*arch shaped*), e tipo irregular, que representam processos de menor dimensão, como pequenas quebras e escamações no teto.

Smith & Szwilski (1985) descrevem que a geometria e o formato de uma ruptura de teto, dependem essencialmente do estado de tensões o qual o teto e o piso da escavação encontram-se submetidos. Esses autores classificaram as rupturas do seu estudo, em três categorias, sendo elas: ruptura de teto com formato em domo (*domed shaped*), em arco (*arch shaped*) e laminar (*laminar shaped*). As rupturas com formato laminar, e em domo são interpretadas como resultantes do efeito de tensões trativas e associadas a feições geológicas ou imperfeições nos estratos que formam o teto de uma mina. A diferença entre essas duas categorias de rupturas, está na localização do plano

de separação, isto é, se este plano interceptar o acamamento, uma ruptura laminar pode se desenvolver, porém, se o plano de separação cruzar a camada, de modo a propagar-se na direção interna ao teto, uma ruptura em domo pode ocorrer. As rupturas de teto com formato em arco e em domo assemelham-se, com exceção das extremidades laterais retilíneas, exibidas pelo padrão em arco.

Moebes & Stateham (1986), dividiram as rupturas de teto em duas categorias principais: (1) relacionadas ao fator geológico e (2) relacionadas ao estado de tensões do maciço. Os autores citados, ainda subdividiram as rupturas associadas ao efeito de tensões em: (a) oriundas do efeito de relevos acidentados ou vales encaixados, (b) resultantes do efeito de tensões laterais compressivas regionais e, por fim, (c) relacionadas à concentração de tensões, induzidas pelo processo de escavação. As rupturas condicionadas pelo fator geológico, igualmente as associadas ao fator tensão, também foram subdivididas, destacando-se: (a) rupturas relacionadas a teto imediato, levemente laminado e fraco; (b) rupturas relacionadas a teto imediato, sensível à umidade; (c) rupturas de teto imediato finamente laminado e (d) rupturas condicionadas a estruturas geológicas secundárias ou de pequeno porte, tais como: concreções, veios de argila, troncos fosseis, entre outras.

Peng (2007) descreve que são raras as ocorrências de rupturas, quando litologias resistentes, tais como: arenitos e calcários formam o teto imediato da escavação, exceto, em circunstâncias onde, essas rochas, contém um número elevado de fósseis, apresentam materiais geológicos diferentes ou exibem fraca cimentação. O autor também ressalta que, rupturas ocorrem principalmente quando litotipos argilosos representam o teto imediato da escavação, podendo ser classificadas em dois tipos: *skin falls* e *entry falls*. *Skin falls* são rupturas que se desenvolvem nos estratos rochosos, entre os chumbadores, e geralmente apresentam entre (0,3-0,9 metros) de altura (Bauer *et al.*, 1999 & van der Merwe, 2001). Já (*entry falls*), referem-se a todos os caimentos, cujas cavidades de ruptura, recobrem integralmente, ou grande parte, da extensão da galeria. A altura dessa modalidade de rupturas normalmente atinge grande parte da extensão dos tirantes e frequentemente estende-se, acima do intervalo de ancoragem. Na visão de Peng (2007), *skin falls* desenvolvem-se, principalmente, em estratos rochosos sensíveis aos processos de alteração, podendo evoluir a *entry falls*, se mecanismos de suporte adequados não forem empregados no tempo e de maneira adequada. As rupturas de entrada são subdivididas em dois tipos: o primeiro tipo representa rupturas onde os estratos rochosos, que formam o teto, são muito espessos (ou mais espessos que o

intervalo ancorado) e pouco competentes. Nesse caso, o teto da entrada é fraturado verticalmente, em um ou ambos os lados, junto à parede do pilar, alcançando uma posição acima do horizonte ancorado. No segundo tipo de rupturas de entradas, os estratos rochosos apresentam-se, em composição, similares ou diferentes e com espessuras variáveis, mostrando rigidez e estratificação. Nesse caso, cada camada ou suas combinações, comportam-se independentemente como uma viga, sofrem arqueamento seguido de ruptura nos estratos mais externos ou inferiores, onde a viga apresenta-se mais extensa. Esse processo de ruptura segue progressivamente, camada a camada, lâmina por lâmina, propagando-se verticalmente, para o interior do teto da escavação, onde se encontram os menores comprimentos de viga, formando, eventualmente, cavidades com formato em domo (*dome shape*), após a ruptura completa dos estratos.

Portanto, conforme já referido anteriormente nesse estudo, os planos de acamamento, estratificações e laminações, exercem um papel fundamental na deformação dos estratos rochosos que compõem o teto de uma mina. Muito frequentemente, essas discontinuidades atuam como planos de deslizamento, apesar de visualmente, parecerem conectadas.

Molinda *et al.* (2010), investigaram caimentos de teto, em uma série de minas de carvão, com o objetivo de esclarecer as causas e condições que conduzem a formação de rupturas. Esse estudo indicou que, uma porcentagem desproporcionalmente grande de caimentos, tem sua origem em minas, que apresentam litotipos pouco competentes ou com baixa resistência, como representantes do teto imediato. A base de dados utilizada no estudo referido inclui: informações geotécnicas coletadas em 22 minas, localizadas em oito estados americanos, representando cinco bacias carboníferas diferentes e onze camadas de carvão. A maior parte das minas estudadas operam a lavra nos sistemas: câmaras e pilares (17 minas) e *longwall* (5 minas), cobrindo um amplo intervalo de litologias que formam o teto de minas de carvão, incluindo: folhelhos, siltitos, arenitos e calcários. A competência dessas unidades litológicas, medida a partir da classificação geomecânica *Coal Mine Roof Rating* (CMRR), apresentaram valores no intervalo de (30-83), com valor médio de 44. Outro dado importante fornecido pelos autores citados, nessa pesquisa é a profundidade de cobertura dessas 22 operações minerais. Sua média é de 100 metros, com valores entre o intervalo de 15 a 275 metros.

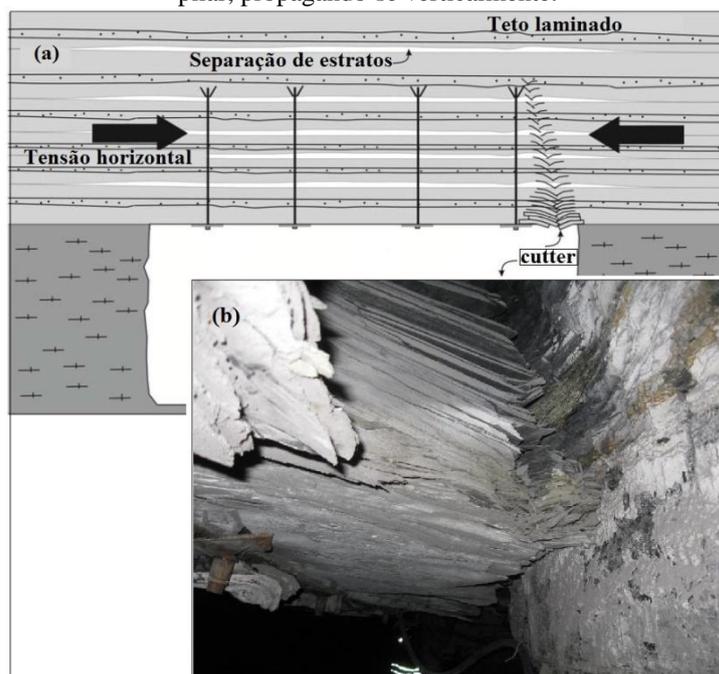
Apoiado em um trabalho investigativo, realizado por Molinda (2003), que identificou um grupo de defeitos associados a condições geológicas e de lavra, que, na

maioria das vezes, conduzem a rupturas de teto, foram agrupados em Molinda *et al.* (2010), seis principais tipos de ruptura, as quais serão a seguir, individualmente caracterizadas.

- Rochas laminadas (*Stackrock delamination*);
- Defeitos estruturais no teto da escavação (*Roof defects*);
- *Cutter* (*Cutter roof*);
- Fragmentação do teto imediato (*Spalling roof*);
- Canais de arenito (*Sandstone bodies in the roof*); e
- Arqueamento de estratos (*Roof sag*).

No contexto das minas de carvão norte americanas o termo *stackrock*, é designado para ilustrar, uma sequência de rochas finamente laminadas, formadas através da interdigitação entre camadas de arenito e argilito, que apresentam resistência muito baixa, paralela às descontinuidades. Tipicamente, tais sequências de rochas, tornam-se instáveis, uma vez que, submetidas aos efeitos da tensão horizontal compressiva, que acarretam na delaminação, deflexão descendente e formação de fraturas nos estratos, que se propagam verticalmente, na interseção entre a linha de teto e a parede do pilar, conhecidas como *cutters* (Figura 15).

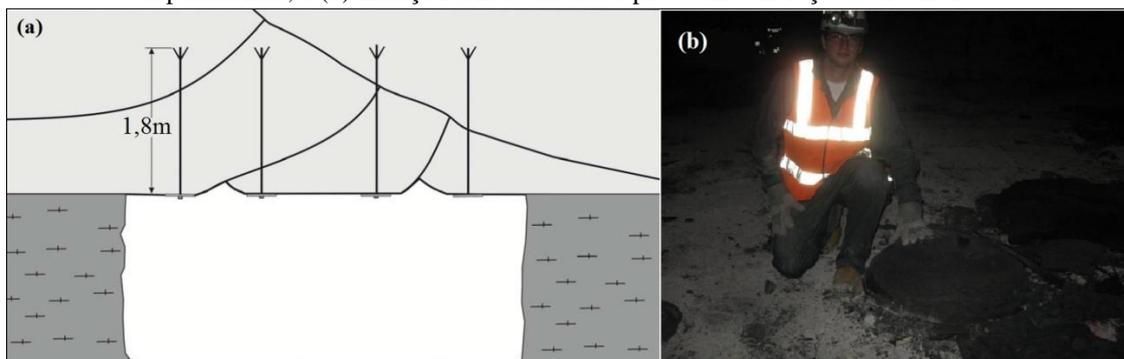
Figura 15 – (a) Formação de *cutter* em teto laminado: (b) Detalhe da ruptura no contato do teto com o pilar, propagando-se verticalmente.



Fonte: Modificado de Molinda *et al.* (2010).

O segundo mecanismo de ruptura definido, pelos autores referidos, é caracterizado pela presença de imperfeições ou defeitos estruturais no maciço rochoso, que forma o teto da escavação (*roof defects*). As estruturas geológicas interrompem a continuidade e integridade estrutural da viga de teto, conduzindo a formação de rupturas de blocos rochosos (Figura 16).

Figura 16 – Defeitos estruturais no maciço rochoso que forma o teto imediato: (a) falhamentos deposicionais; e (b) maciço rochoso do teto e piso com concreções carbonáticas.

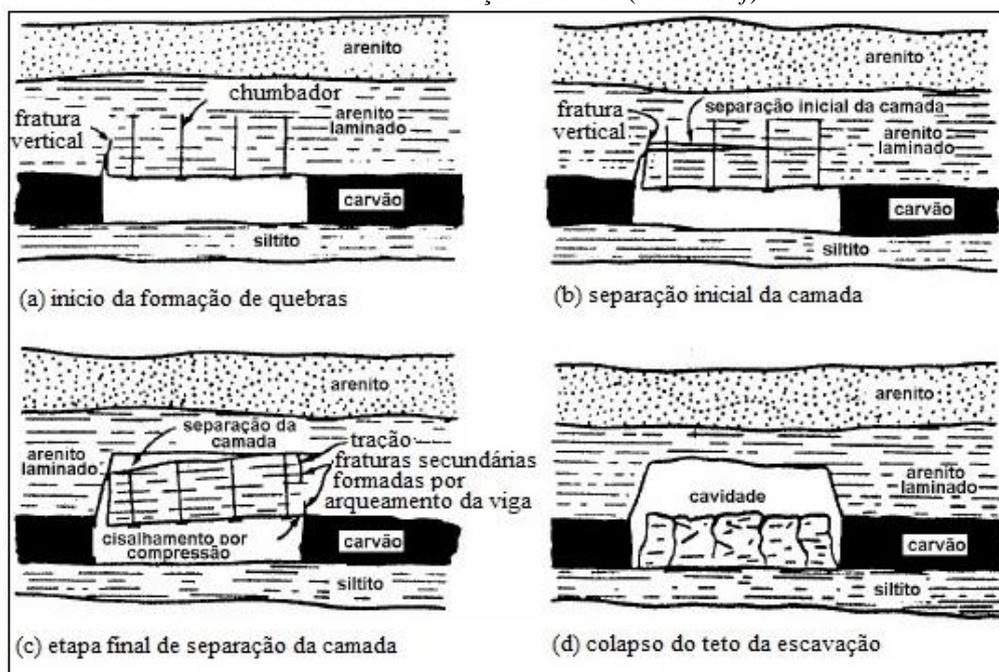


Fonte: Modificado de Molinda *et al.* (2010).

Uma grande parte das estruturas geológicas que ocorrem no teto de minas de carvão é formada durante o processo deposicional, onde ocorre o soterramento e compactação da turfa em conjunto com as sequências de sedimentos associados. Destacam-se: paleocanais, veios de argila, depósitos de deflação, concreções e pequenas falhas como estruturas determinantes na avaliação da competência estrutural da viga de teto.

Outra estrutura geológica, já referida anteriormente e registrada em litotipos laminados (*stackrock*), como responsável por causar danos no teto de minas de carvão, é conhecida como *cutter roof* (Figura 15). Sua formação encontra-se associada à atuação de compressões laterais, em escavações retangulares, que acarretam na formação de fraturas na interseção entre a linha de teto e a parede do pilar. Essas discontinuidades tendem a se propagar verticalmente ou próximo da vertical, podendo atingir horizontes rochosos localizados, acima do intervalo ancorado pelo tirante, resultando assim na ruptura completa do teto da escavação (Figura 17). Ressalta-se que, embora tradicionalmente identificadas em estratos rochosos, que exibem baixa resistência, tais estruturas também foram reconhecidas por Iannacchione *et al.*, (2001), em minas subterrâneas de calcário com elevada competência.

Figura 17 - Sequência de eventos que conduzem ao colapso completo da seqüência rochosa de teto, em decorrência da formação de *cutter* (*cutter roof*).

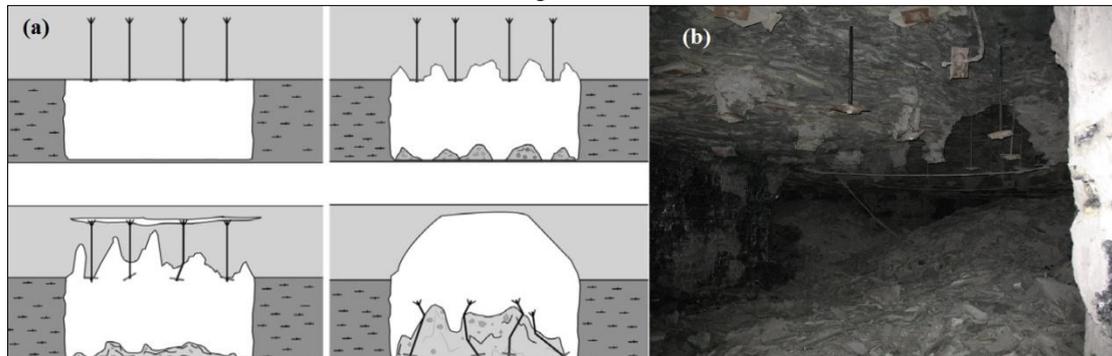


Fonte: Modificado de Kripakov (1982).

Seguindo a seqüência de abordagem dos principais tipos de rupturas identificados no estudo de Molinda *et al.* (2010), destacam-se os caimentos de rocha que ocorrem entre os chumbadores, referidos pelos autores, como *spalling roof*. Essa fragmentação do maciço rochoso que forma o teto da galeria pode estar associada a diversos fatores, entre eles: baixa coesão/aderência entre os planos de acamamento ou matriz rochosa de baixa resistência, fatos estes, que permitem o desenvolvimento de separações e escamações entre os tirantes. As separações entre os estratos rochosos, também podem ser conduzidas pela tensão horizontal compressiva, pelo efeito da gravidade, além do intemperismo de rochas sensíveis a umidade, processo este, que acelera no enfraquecimento de rochas argilosas, causando dilatação e formação de uma pressão expansiva com capacidade de gerar quebras no maciço.

Independentemente do processo ou do conjunto de processos atuantes e que provoquem a fragmentação do maciço rochoso, entre os chumbadores, a propagação ascendente desses caimentos pode, eventualmente, promover um colapso completo da seqüência de teto (Figura 18).

Figura 18 – Fragmentação do teto imediato: (a) No sentido horário, uma sequência de eventos, iniciados a partir da fragmentação do maciço rochoso e finalizado, com o colapso completo do teto da escavação; e (b) Fragmentação progressiva do maciço rochoso, entre tirantes, causada pelo intemperismo de rochas argilosas.



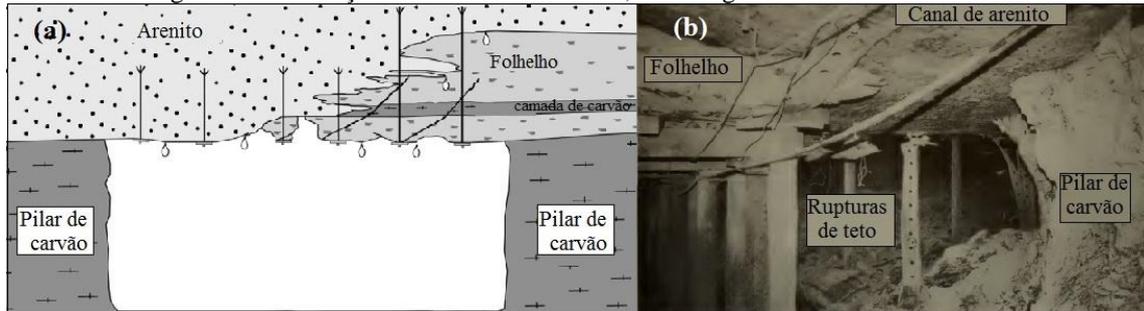
Fonte: Modificado de Molinda *et al.* (2010).

O efeito causado pelos canais de arenito na estabilidade do teto de uma mina subterrânea de carvão apresenta-se bem documentado, em trabalhos como: (McCulloch *et al.*, 1975; McCabe & Pascoe, 1978; Kertis, 1985; Ingram & Chase, 1987; Ingram & Molinda, 1990 & Molinda, 2003).

Do total de 22 minas, que representam o cenário completo de informações coletadas no estudo desenvolvido por Molinda e Mark (2010), 18 registram que a presença de canais de arenito no teto da galeria, afeta diretamente sua estabilidade. Existem quatro cenários principais, onde a presença de corpos de arenito podem afetar as condições de estabilidade do teto de uma escavação, sendo eles:

- A camada de arenito está situada no intervalo de abrangência do tirante e fornece uma condição de teto, estável e competente;
- O maciço rochoso encontra-se danificado, junto às margens dos canais de arenito, proporcionando condições de teto desfavoráveis (Figura 19);
- O arenito é um aquífero, e por consequência disso, introduz água sobre o pacote de rochas argilosas, sensíveis à umidade, causando enfraquecimento do maciço e fragmentação do teto; e
- Rochas cisalhadas (ou estriadas) podem formar-se às margens dos canais de arenito e servirem como concentradoras de tensão horizontal compressiva, acarretando em danos ao teto da mina.

Figura 19 – Condições de teto desfavoráveis, nas margens de canais de arenito.



Fontes: a) Modificado de Molinda *et al.* (2010); b) Modificado de Sames *et al.* (1988).

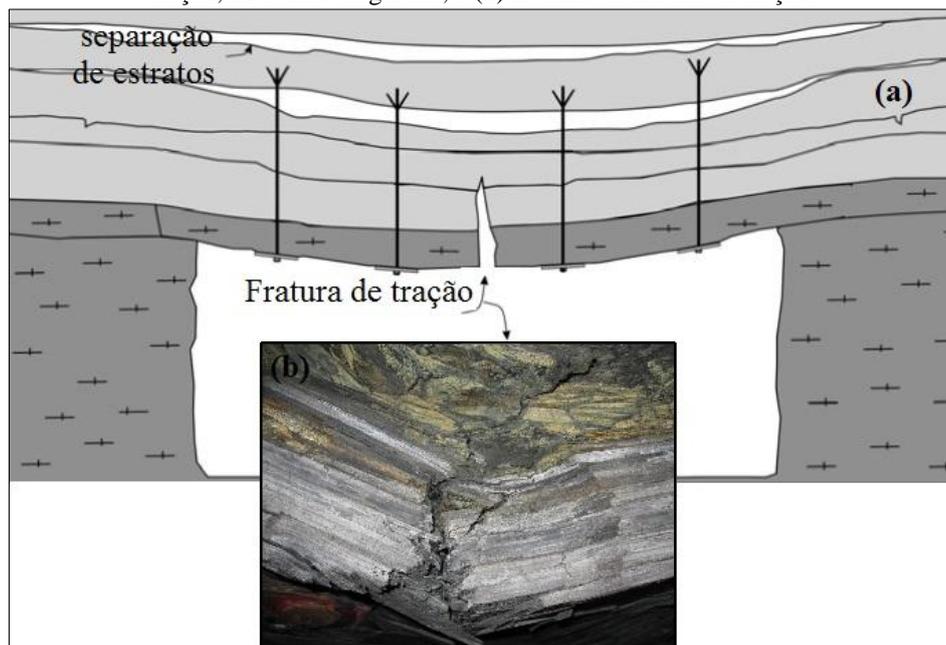
Conforme Molinda *et al.* (2010), diversas minas situadas na Bacia de *illinois* (USA), rastreiam corpos de arenito no teto de galerias, com a finalidade de prever condições de dificuldade. Quando um *paleo* canal é identificado, nas proximidades entre (4,5 e 6,0 metros) da camada de carvão, as condições de teto, frequentemente se deterioram. Segundo os autores referidos, esse fato se deve a intensificação da frequência de falhas, com pequena dimensão, associadas ao efeito da compactação diferencial dos estratos localizados, abaixo dos corpos de arenito.

Por fim, representando o último padrão de rupturas identificadas pelos autores citados anteriormente, destaca-se o modelo referido como arqueamento de estratos (*roof sag*), que diferentemente daquele descrito para rupturas do tipo *stackrock delamination*, governadas pelos efeitos da tensão horizontal compressiva, é conduzido essencialmente pela gravidade.

Em sequências espessas de folhelhos, com baixa coesão entre planos de acamamento e ausência de interdigitações de estratos competentes, às camadas podem curvar-se, sob o efeito da força da gravidade. Para que a curvatura ocorra, os contatos entre os planos de acamamento devem ser quebrados por tração ou cisalhamento, fato que acarretará no desenvolvimento de separações entre lâminas de teto, que poderão desenvolver-se no interior ou acima da zona de ancoragem dos chumbadores. Como resultado dessa sequência progressiva de eventos, podem ocorrer caimentos de teto.

Como feições características da progressão desse tipo de ruptura, destacam-se a formação de fraturas de tração (*tension cracks*) no centro da galeria (Figura 20), além da identificação de rupturas em *cutter*, que se desenvolvem na região de encontro do teto da escavação com a parede do pilar, provenientes da deflexão da viga rochosa, por efeito da gravidade.

Figura 20 – (a) Arqueamento dos estratos, conduzido pelo efeito da gravidade e formação de fratura de tração, no centro da galeria; e (b) Detalhe da fratura de tração.



Fonte: Modificado de Molinda *et al.* (2010).

Em uma síntese final, pode-se afirmar que a identificação dos mecanismos responsáveis, pela formação de rupturas é uma tarefa fundamental no desenvolvimento de projetos do sistema de suporte de teto e da sequência de lavra, garantindo assim, uma condição segura na exploração da camada de carvão. O reconhecimento das estruturas geológicas e seu comportamento, perante o efeito das tensões, é um primeiro passo importante no emprego de práticas seguras de suporte, ou seja, uma verificação minuciosa nas condições de ruptura de teto em uma mina, frequentemente permite revelar os fatores que contribuíram para sua formação.

Uma vez que, atingida a compreensão desses fatores, projetar de forma apropriada o sistema de suporte, torna-se uma tarefa fácil (Molinda *et al.*, 2010).

2.3 SUPORTE DE TETO POR CHUMBADORES

Os registros disponíveis apontam que o início da exploração mineral em subsolo data de pelo menos 40.000 a.C., época que o Homem de Neandertal explorava hematita em regiões ao sul do continente africano (Galvin, 2016 *apud* Gregory, 1980). O exemplo mais primitivo de suporte artificial, historicamente conhecido, são pilares, construídos com pilhas de rochas, em minas de malaquita, desenvolvidos por Egípcios no Oriente Médio, por volta de 1350 a 1000 a.C. (Galvin, 2016 *apud* Shaw, 2006).

Galvin (2016) *apud* Agricola (1556) descreve como: postes, cunhas e escoramentos de madeira foram utilizados, no século XVI para fornecer sustentação a acessos subterrâneos construídos em minas de minerais metálicos.

Existem referências na literatura que relatam a utilização de chumbadores nos Estados Unidos, antes do século XX (Galvin, 2016 *apud* Gardner, 1971), porém, o emprego sistemático de tais dispositivos de suporte é apenas mencionado, a partir de 1943, em um caso pioneiro, em minas de chumbo, desse mesmo país. Por volta de 1949, tirantes já estavam sendo empregados, em mais de duzentas minas subterrâneas, nos Estados Unidos, incluindo minas de carvão (Bieniawski, 1987). O crescimento na utilização de chumbadores foi rápido, em 1968, a agência americana *Bureau of Mines* noticiou que 912 minas de carvão utilizavam, anualmente, 55 milhões de chumbadores e 60% da produção de carvão, em minas subterrâneas, já era realizada sob teto ancorado por estes dispositivos.

Após a aceitação e ampla introdução dos tirantes na indústria do carvão, houve uma considerável redução de acidentes e simultaneamente um grande acréscimo na produção. Além disso, destacam-se outros ganhos importantes trazidos a partir da adoção dessa tecnologia, entre eles, destacam-se: a eliminação progressiva dos suportes de madeira, resultando na melhora do desempenho no sistema de ventilação, devido à remoção de obstruções, proporcionando grande liberdade de trânsito de veículos e equipamentos, sem o perigo de desalojamento dos suportes (Bieniawski, 1987).

Na visão de Mark (2002), os chumbadores podem ser considerados como um dos mais importantes desenvolvimentos tecnológicos, no campo do *ground control*, em toda história da mineração. É um componente essencial nos projetos de escavação subterrânea e tem sido usado, desde a metade do século passado, visando fornecer melhorias nos processos de estabilidade.

A cada ano, esses dispositivos reduzem drasticamente o número de fatalidades, sendo aclamados como “um dos grandes avanços sociais do nosso tempo” (Mark, 2002).

De acordo com Bieniawski (1987) a função dos chumbadores é ligar, conjuntamente, um maciço rochoso descontínuo, como por exemplo, uma rocha sedimentar a qual, geralmente, é composta por uma série de planos de acamamento, falhas e fraturas, além da função de preservar estabilidade no perímetro de uma escavação, realizada com explosivos.

Mark & Barczak (2000) esclarecem que os sistemas de suporte atingem sua eficiência máxima, quando aumentam a resistência intrínseca das rochas que compõem o teto de uma mina. Os autores ilustram também que os tirantes podem realizar essa tarefa de três formas diferentes, sendo elas: (1) fornecendo confinamento; tal fator acarreta no acréscimo significativo das resistências do maciço rochoso e friccional, entre os planos de descontinuidade; (2) restringindo a deformação e evitando dilatações do maciço; e (3) prendendo unidades rochosas de baixa resistência a unidades mais competentes.

Segundo Galvin (2016), os chumbadores fortalecem o maciço rochoso, principalmente, por meio do fornecimento de uma força de grampeamento, através dos planos de partição, visando impedir a separação dos estratos rochosos. Outra função desse mecanismo de suporte, segundo o autor, consiste em prover uma obstrução física, impedindo assim o deslocamento por cisalhamento, através dos planos de estratificação. O autor também destaca que o desempenho de um sistema de suporte por chumbadores é influenciado por diversos fatores, entre eles:

- Sequência litológica;
- Condição estrutural dos estratos;
- Propriedades de resistência do maciço rochoso;
- Regime de tensões *in situ*;
- Tipo, comprimento e densidade de chumbadores;
- Propriedades da matéria prima que compõem o chumbador;
- Mecanismo de ancoragem do chumbador;
- Capacidade do chumbador e características dos componentes utilizados na transferência de carga;
- Relação entre tensões *in situ* e direção de escavação;
- Tempo decorrido entre a escavação e a instalação do suporte; e
- Modelo de ruptura do maciço rochoso.

Além dos fatores listados anteriormente, que controlam o desempenho do sistema de suporte, Galvin (2016) conclui, destacando que: conservar e aumentar as propriedades de resistência do maciço rochoso, prevenir a separação entre os estratos e

controlar as consequências da deformação pós-ruptura, estão entre as principais funções exercidas pelos tirantes.

2.3.1 TIPOS DE CHUMBADORES

Os chumbadores são definidos por uma variedade de características, entre elas destacam-se: mecanismo de ancoragem, tensão de instalação e comprimento (Mark 2000).

De acordo com Peng (2008) *apud* Windsor & Thompson (1997), a prática moderna de suporte de teto pode ser subdividida em três técnicas principais, baseadas no comprimento e capacidade do reforço, sendo elas:

- Suporte por tirantes (*roof bolting*);
- Suporte por cabos (*cable bolting*); e
- Ancoragem em solo (*ground anchor*).

A relação entre a capacidade e o comprimento do reforço, associado às três técnicas listadas acima, são mostradas a seguir, na Figura 21, além da descrição da natureza da instabilidade, associada a cada uma dessas técnicas (Tabela 1).

Figura 21 - Relação entre comprimento e capacidade do reforço, dirigida às três técnicas de suporte.



Fonte: Modificado de Peng (2008) *apud* Windsor & Thompson (1997).

Tabela 1 – Classificação de suportes.

Classificação de suporte	Natureza da instabilidade	Comprimento característico	
		Aplicação geral	Minas subterrâneas de carvão
Tirantes	Superficial	0-3m	1,2-2,7m
Cabos	Próxima da superfície	3-15m	4-12m
Ancoragem em solo	Posicionada profundamente	10-30m	Raramente utilizado

Fonte: Modificado de Peng (2008) *apud* Windsor & Thompson (1997).

Segundo Peng (1986), baseado no tipo de ancoragem, existem dois tipos principais de chumbadores, que comumente são utilizados em minas subterrâneas de carvão: (1) os chumbadores de ancoragem pontual ou protendidos os quais apresentam uma ancoragem ativa; e (2) os chumbadores de coluna total (resinados), não tensos, considerados passivos.

Os dispositivos ancorados pontualmente, também conhecidos como chumbadores mecânicos, são fixados no fundo do furo por uma das extremidades da barra de aço, por meio de um dispositivo mecânico (cunha de expansão) ou com injeção pontual de material adesivo (resina). São dispositivos de rápida instalação, representam o modelo mais antigo utilizado em minas subterrâneas de carvão, além do principal suporte de teto utilizado no passado, nessa indústria.

Conforme Galvin (2016), a lavra subterrânea de carvão normalmente encontra-se associada a rochas laminadas e estratificadas como representantes do teto imediato. Este cenário é propício ao desenvolvimento de deslocamentos, entre estes diversos estratos, com magnitude e direção de movimento, variando em conjunto com a largura e comprimento da escavação.

Nos dias atuais, para esses casos, os chumbadores com ancoragem em coluna total são considerados superiores aos pontualmente ancorados, em consequência de sua maior capacidade de transferência de carga.

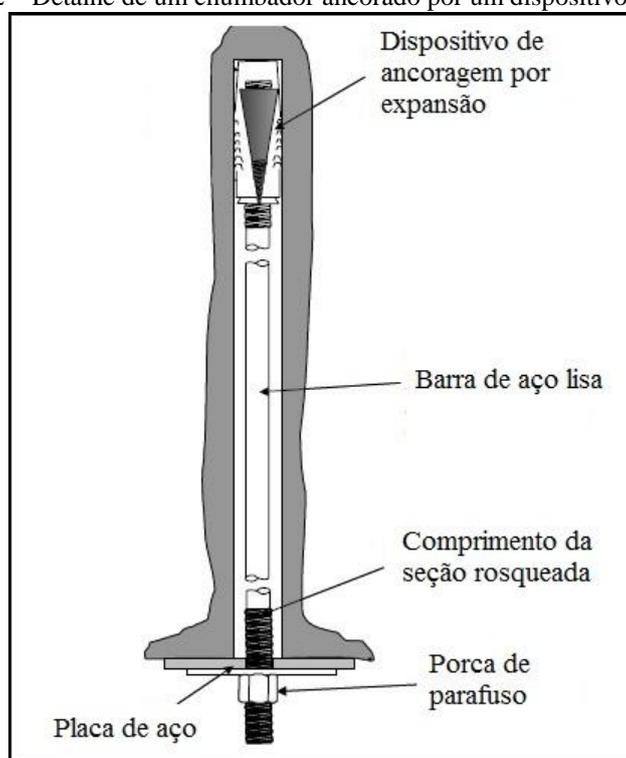
Atualmente, mais de 95% dos chumbadores instalados em minas subterrâneas da África do Sul, são ancorados em coluna total (Canbulat, 2008 *apud* Minney *et al.*, 2004). Já nos EUA, no intervalo de 1976 a 1999 o emprego de dispositivos, que utilizam ancoragem em coluna total, em minas subterrâneas de carvão, passou respectivamente de 20% a 80% do total de chumbadores utilizados (Dolinar & Bhatt, 2000).

2.3.1.1 CHUMBADORES COM ANCORAGEM PONTUAL

Um tirante opera no mecanismo de ancoragem pontual quando fixado, em sua extremidade superior, por meio de uma curta coluna de resina ou por um dispositivo mecânico (Galvin, 2016).

Os chumbadores mecânicos geralmente consistem de uma barra de aço sólida e lisa, um dispositivo de ancoragem, na sua parte superior, além dos acessórios como: placa de aço e porca de parafuso, utilizados na transmissão de carga de sustentação ao maciço rochoso, que forma o teto da escavação (Figura 22).

Figura 22 – Detalhe de um chumbador ancorado por um dispositivo mecânico.



Fonte: Modificado de Canbulat (2008).

No sistema mecânico, a força resultante da aplicação de torque, na porção inferior do tirante, aciona um sistema expansivo, posicionado em sua porção superior, o qual se dilata contra a parede rochosa do furo, obtendo assim, atrito necessário para ancorar o sistema.

Com o passar do tempo, devido ao arraste/deslizamento do sistema expansivo ou fragmentações do maciço nos arredores da ancoragem, a tensão de instalação aplicada a esse conjunto pode ser reduzida. Por esse motivo, chumbadores com ancoragem mecânica não são recomendados para maciços rochosos fraturados ou com baixa

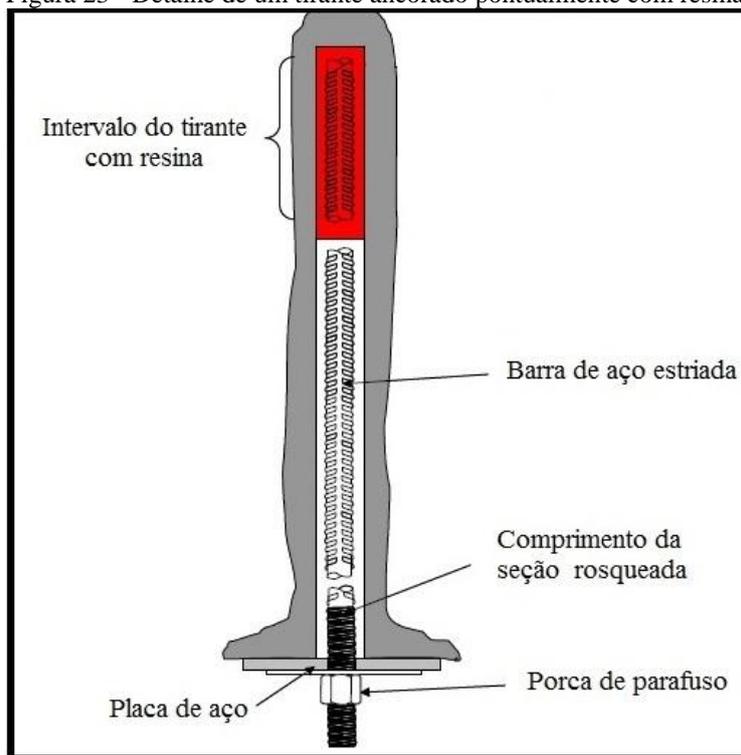
resistência, já que, rochas com essas propriedades, não oferecem o atrito necessário para a estabilização do conjunto (Canbulat, 2008).

Galvin (2016) relata algumas características dos dispositivos que utilizam ancoragem mecânica, entre elas: (1) são relativamente baratos e de fácil instalação, toleram variações no diâmetro e no comprimento da furação; (2) o mecanismo de ancoragem opera de maneira tal, que o acréscimo de carga no chumbador causa um aumento na tensão de contato com a ancoragem. Tal fato pode ser benéfico em rochas competentes e desvantajoso em rochas com baixa resistência; (3) uma vez que a ancoragem esteja fixada de forma apropriada, cargas elevadas podem ser suspensas por chumbadores curtos; (4) são propensos a perda de tensão com o passar do tempo devido a fatores como: deslizamento ou arrasto da ancoragem e fraturamentos induzidos pela tensão elevada no contato com a ancoragem; (5) são propensos a fuga de tensão quando submetidos aos efeitos de vibrações causadas por detonações; (6) em razão da necessidade de realização de um diâmetro elevado de perfuração, em relação ao diâmetro do parafuso, fato necessário para a acomodação da ancoragem, dispositivos mecânicos oferecem resistência limitada em rochas estratificadas; e (7) apresentam-se vulneráveis a corrosão em sua total extensão, já que não utilizam resina na formação da ancoragem.

O autor referido, conclui destacando que chumbadores que utilizam ancoragem mecânica, mostram-se mais adequados na suspensão de blocos rochosos maciços, e os recomenda, somente, em casos que envolvam ancoragem em maciços rochosos com resistência a compressão uniaxial acima de 50 MPa.

Outra versão do mecanismo de ancoragem pontual, que historicamente foi desenvolvida na França, durante a década de 60 é construída, com auxílio de cápsulas de resina (Figura 23).

Figura 23 - Detalhe de um tirante ancorado pontualmente com resina.

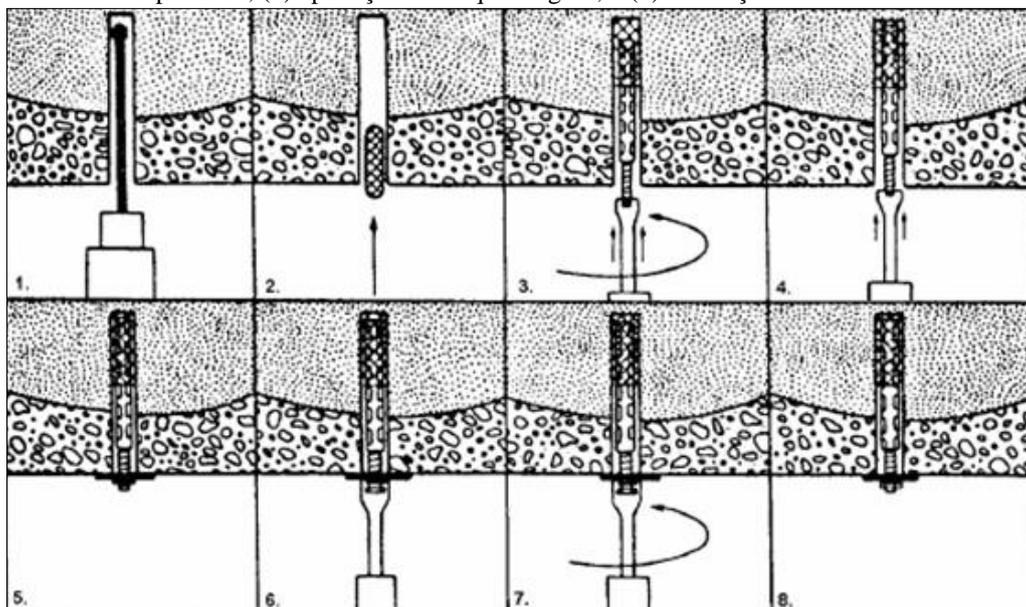


Fonte: Modificado de Canbulat (2008).

Conforme Hoek *et al.* (2000), chumbadores fixados com resina, tem como objetivo gerar o atrito necessário para a construção de uma ancoragem mais segura e resistente. A resina é disposta em cartuchos plásticos, contendo dois compartimentos onde são conservados, separadamente, a resina e o catalisador.

No procedimento de ancoragem, o cartucho é inserido na entrada da perfuração, acomodado na sua porção superior, logo após, submetido a um breve intervalo de rotação, estabelecido pela perfuratriz em conjunto com o tirante. O emprego de rotação visa à obtenção de uma mistura homogênea entre os componentes e consiste na etapa que precede o processo de cura da resina. O procedimento é concluído com a instalação da placa de aço, seguido da aplicação do torque exigido (Figura 24).

Figura 24 - Sequência do procedimento de ancoragem pontual com resina: (1) perfuração, (2) acomodação da cápsula de resina na porção superior do furo, (3) rotação/mistura da resina (15-20 segundos), (4) cura da resina (20-40 segundos), (5) instalação da placa de aço, (6) aperto da porca do parafuso, (7) aplicação do torque exigido; e (8) instalação concluída.



Fonte: Karabin & Hoch (1979).

Galvin (2016) ressalta que chumbadores fixados por resina em sua extremidade superior, diferentemente daqueles que utilizam ancoragem mecânica, apresentam-se pouco suscetíveis a perda de tensão com o passar do tempo. Entretanto, são propensos a deslizamentos na interface resina/rocha em furações com paredes lisas. O autor também adverte que a efetividade desse dispositivo, apresenta-se mais sensível ao procedimento de instalação e a variações no comprimento da coluna de resina.

Conforme van der Merwe & Madden (2002) a opção por chumbadores ancorados por resina, resulta no custo adicional desse acessório, fato que é compensado pela eficiência proporcionada por esse tipo de ancoragem. Segundo esses mesmos autores, existem também algumas vantagens e desvantagens na adoção de chumbadores que utilizam cápsulas de resina em sua ancoragem, entre elas, destacam-se as seguintes vantagens: (1) a resistência da ancoragem pode ser acrescida através do aumento do comprimento da coluna de resina; (2) proporciona uma ancoragem eficiente em rochas que não apresentam um elevado grau de fraturamento com presença de vazios, já que, nessas condições, quantidades significativas de resina podem ser perdidas; (3) Caso haja necessidade de mudança de um suporte com ancoragem pontual em resina, para outro que empregue coluna total, os operadores já estarão aptos a administrar instalações de tirantes resinados, fato que acarretará em uma decisão pouco traumática; e desvantagens: (1) a aplicação de tirantes ancorados pontualmente com resina, não é

aconselhada em materiais friáveis. Isso se deve a dificuldades encontradas em estabelecer uma mistura adequada dos componentes do cartucho de resina; na presença desse tipo de material, (2) rochas muito fraturadas podem facilitar a fuga da resina, fato que influencia diretamente na capacidade da ancoragem construída; (3) o catalisador e a resina são compostos que tem vida útil relativamente baixa e sua integridade apresenta-se suscetível a variações na temperatura ambiente, portanto, suas condições de armazenamento representam um fator importante; e (4) a ancoragem pontual com resina, requer um tempo e cuidado maior na instalação, em relação à ancoragem mecânica.

2.3.1.2 CHUMBADORES ANCORADOS POR COLUNA TOTAL

Os chumbadores que operam, em coluna total de resina, representam dispositivos que utilizam material adesivo, sobre a completa extensão da barra de aço. Sua utilização pioneira é fruto de dificuldades encontradas, por dispositivos mecânicos em interromper condições adversas de estabilidade.

Segundo Bieniawski (1987), chumbadores que utilizam ancoragem por coluna total, apresentam um conceito simples que consiste na inserção de uma barra de aço rugosa, com resina aplicada em sua completa extensão, no interior de uma perfuração realizada no maciço rochoso. Essa haste rugosa deve ser inserida na extremidade do furo, seguido da fixação da placa de aço, com uma porca de parafuso, adicionando assim, eficiência ao conjunto.

O perfil rugoso da barra de aço tem por finalidade proporcionar uma mistura adequada entre a resina e o catalisador, durante a instalação do dispositivo de suporte, além de aumentar a resistência ao cisalhamento na interface resina/tirante criando assim, intertravamento mecânico nesse contato (Galvin, 2016).

O material adesivo utilizado na ancoragem de chumbadores, na indústria do carvão, consiste de resinas a base de poliéster, acondicionadas em cartuchos, compostos por três componentes, sendo que, apenas dois são ativos. Esses três componentes são: a resina e o catalisador, que representam os componentes ativos e o enchimento que representa o componente inerte, constituído por pó de rocha (Dolinar & Bhatt, 2000).

Uma grande vantagem na utilização de resinas na fixação e construção da ancoragem é o rápido endurecimento (segundos) e cura (minutos) desse componente, conseqüentemente, fornecendo suporte quase imediato.

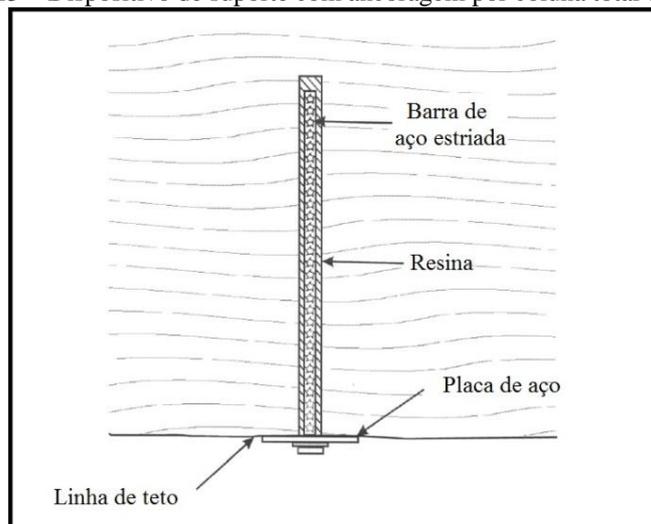
Apesar de ser considerado um sistema passivo, no mecanismo em coluna total a placa de aço, representa um componente fundamental. Mesmo que a ausência desse acessório, ainda permita que o tirante opere resistindo a movimentos no maciço, por outro lado, sua exclusão resulta na perda do controle da estabilidade superficial do teto.

De acordo com Dolinar & Bhatt (2000), aproximadamente 98% de todas as injúrias relatadas, em minas subterrâneas de carvão, são resultantes de rupturas na superfície do teto ou da parede. Nesses casos, a placa de aço representa um acessório fundamental na proteção dos trabalhadores, uma vez que, fornece sustentação a intervalos adicionais de teto, entre os chumbadores. Os autores referidos listam dois tipos principais de tirantes utilizados em minas subterrâneas de carvão, nos EUA, que operam no sistema de ancoragem em coluna total, sendo eles: chumbadores resinados em sua total extensão (*fully grouted rebar bolts*), não tensionados e chumbadores completamente resinados e tensionados (*torque tension bolts*), que utilizam dois tipos de resina com diferentes velocidades de endurecimento.

Apresentando o mesmo princípio de funcionamento, porém com nomenclatura diferente, Cambulat (2008), lista os dois tipos principais de chumbadores, em coluna total, utilizados na África do Sul, sendo eles: chumbadores que utilizam um único tipo de resina (*single-resin-type bolts*), não tensionados e chumbadores que utilizam dois tipos de resinas com velocidades diferentes de endurecimento (*slow/fast-resin combination bolts*) aos quais, são aplicados tensão na instalação.

Independentemente da nomenclatura da classificação adotada, os chumbadores mais popularmente utilizados, nesse sistema de ancoragem, são os não tensionados (Figura 25), fato que torna sua instalação mais simples, dispensando o tempo e esforço aplicados em seu tensionamento.

Figura 25 – Dispositivo de suporte com ancoragem por coluna total de resina.

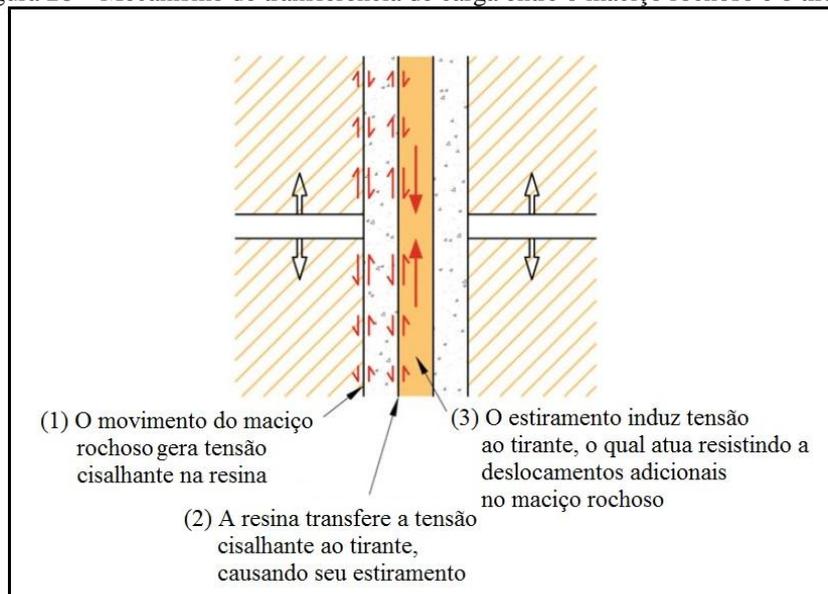


Fonte: Modificado de Dolinar & Bhatt (2000).

Nos dias atuais, tirantes ancorados por coluna total representam a categoria principal, utilizada nas minas de carvão americanas, correspondendo a 80% do mercado desse país. Sua adoção resulta em uma elevada rigidez do sistema de suporte, incrementada, a partir de movimentos no maciço rochoso, resultando em uma qualidade de ancoragem superior, desenvolvida a partir do atrito entre a resina, aplicada sobre a extensão total do tirante, e a parede rochosa, somado a capacidade dessa substância adesiva, em transferir de volta ao maciço, cargas desenvolvidas ao longo do suporte (Dolinar & Bhatt, 2000).

A rigidez promovida por esse sistema de ancoragem resulta no desenvolvimento de elevada resistência lateral e axial no tirante, contrapondo a movimentos no maciço, e assim, proporcionando confinamento aos estratos rochosos. O confinamento é fornecido ao maciço, através de um processo iterativo, referido como transferência de carga, o qual pode ser esclarecido, tomando como exemplo, a Figura 26, que esboça o detalhe de um tirante, operando na preservação do confinamento de planos de estratificação, através do emprego de ancoragem por coluna total de resina.

Figura 26 – Mecanismo de transferência de carga entre o maciço rochoso e o tirante.



Fonte: Modificado de Galvin (2016).

A separação dos estratos ancorados por esse dispositivo provoca o tracionamento do tirante, que atua, com uma força contrária, a qual visa agrupar os estratos de forma a impedir, mais deslocamentos no maciço rochoso.

Conforme Galvin (2016) a efetividade desse sistema, depende da rigidez e capacidade do chumbador, além do tipo e da capacidade dos componentes utilizados na transferência de carga entre o maciço rochoso e o dispositivo de ancoragem. O autor esclarece que o comprimento da coluna de resina necessária para que o dispositivo atinja sua resistência final é um fator crítico, especialmente, quando chumbadores com ancoragem pontual são utilizados. Além disso, ressalta que a capacidade da ancoragem depende de diversos fatores, entre eles: (1) diâmetro do chumbador; (2) diâmetro da perfuração; (3) regularidade da linha de superfície; (4) perfil de superfície da furação; (5) limpeza da furação; e (6) propriedades do maciço rochoso e da resina.

Além da importância, na relação entre o diâmetro do tirante e o da perfuração, na manutenção da espessura ideal da camada de resina, a resistência das interfaces resina/rocha/tirante, representa outro fator crítico, na formação de uma ancoragem sólida.

A aferição adequada do sistema de perfuração em conjunto com a instalação de tirantes com superfície estriada tem influência expressiva na efetividade do processo de mistura dos componentes da cápsula de resina. A mistura adequada dos componentes proporciona o aumento da resistência ao cisalhamento na interface tirante/resina, estabelecendo um intertravamento mecânico eficaz, nessa interface.

Conforme van der Merwe & Madden (2002) existem algumas vantagens e desvantagens na adoção de chumbadores que utilizam o sistema de ancoragem por coluna total, entre elas destacam-se as seguintes vantagens: (1) esses dispositivos podem ser utilizados praticamente em qualquer condição; (2) são ideais na manutenção da estabilidade de escavações permanentes ou de longo prazo; (3) o mecanismo de ancoragem por coluna total é essencial no reforço por efeito viga; (4) é ideal para a manutenção da estabilidade de tetos laminados; e desvantagens: (1) consiste em um suporte relativamente caro; (2) requer cuidados em sua instalação e por este motivo os operadores devem ser treinados; e (3) sua utilização não é recomendada em rochas muito friáveis, devido a dificuldades encontradas na obtenção de uma mistura apropriada dos componentes do cartucho de resina, nessas condições.

2.3.2 MECANISMOS DE REFORÇO COM TIRANTES

As mudanças decorrentes da formação de uma escavação, no maciço rochoso, podem ser idealizadas, utilizando uma variedade de modelos bidimensionais simples que assumem o maciço, como livre de imperfeições, fora da zona de influência das demais escavações e com comportamento elástico (Galvin, 2016).

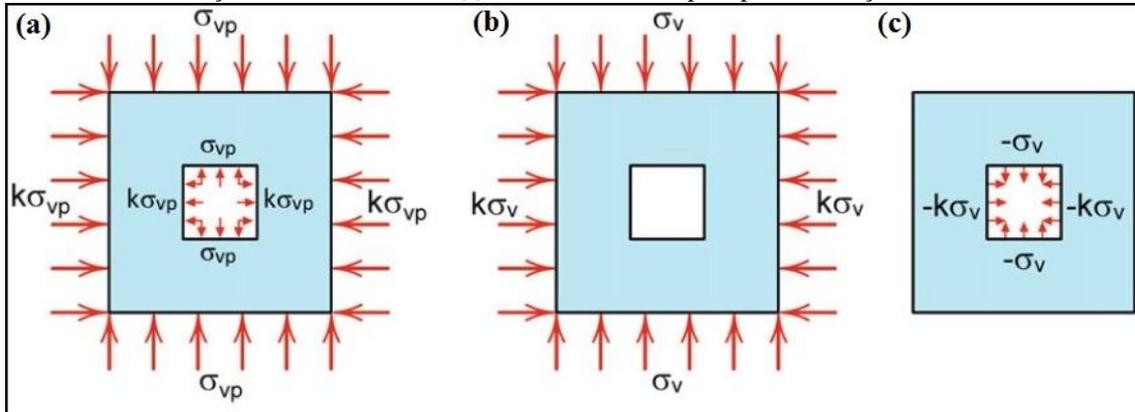
A Figura 27a, demonstra como a superfície externa, de uma porção isolada do maciço, apresenta-se submetida aos efeitos das tensões primitivas ou virgens, onde a rocha, situada dentro dos limites de escavação propostos, fornece a sustentação interna necessária para a manutenção do equilíbrio no sistema de forças. Quando a escavação é formada, o campo de tensões, situado na superfície externa do maciço rochoso, permanece imutável, porém o perímetro da zona escavada torna-se livre de tensões, representando uma zona de alívio (*stress relieved*) (Figura 27b). Consequentemente, o equilíbrio inicial do sistema de tensões é destruído e seu conjunto de forças atuantes, deve ser rearranjado, buscando assim, uma nova condição de equilíbrio.

Para criação de um novo limite, livre de tensões, cargas com igual magnitude, devem ser induzidas, na direção oposta ao campo de forças compressivas primitivas, que atuava nos limites da escavação, antes da sua construção.

Como resultado das tensões induzidas, pelo processo de escavação de uma entrada, suas paredes, teto e o piso, podem ser visualizados como sendo puxadas para sua porção interior, e assim, devido ao processo de empurrão ascendente do piso e

descendente do teto, magnitudes elevadas de tensão vertical podem ser esperadas na periferia da abertura (Figura 27c).

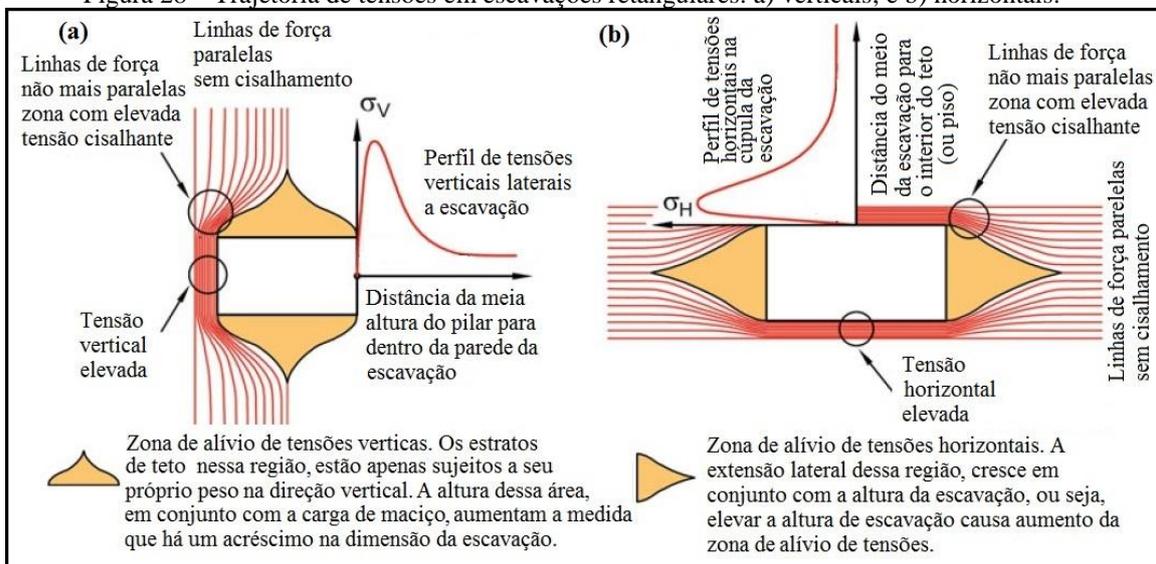
Figura 27 – Distribuição de tensões no maciço rochoso. (a) tensões primitivas ou virgens; (b) perímetro da escavação livre de tensões; e (c) tensões induzidas pelo pela escavação da abertura.



Fonte: Modificado de Galvin (2016).

A Figura 28, a seguir, demonstra como a região escavada atua na obstrução das linhas de trajetória de tensões verticais e horizontais. Diferentemente da etapa anterior à formação da escavação, onde as mesmas, em fluxo paralelo, atravessavam o maciço, nesse caso, exibem uma trajetória que bordeja os limites da escavação formada.

Figura 28 – Trajetória de tensões em escavações retangulares: a) verticais; e b) horizontais.



Fonte: Modificado de Galvin (2016).

Essa mudança na trajetória de tensões verticais (Figura 28a), ocasionada pela formação de uma escavação, tem como resultado: (1) aumento da tensão vertical nas laterais da escavação; (2) formação de tensões cisalhantes, com seu valor máximo,

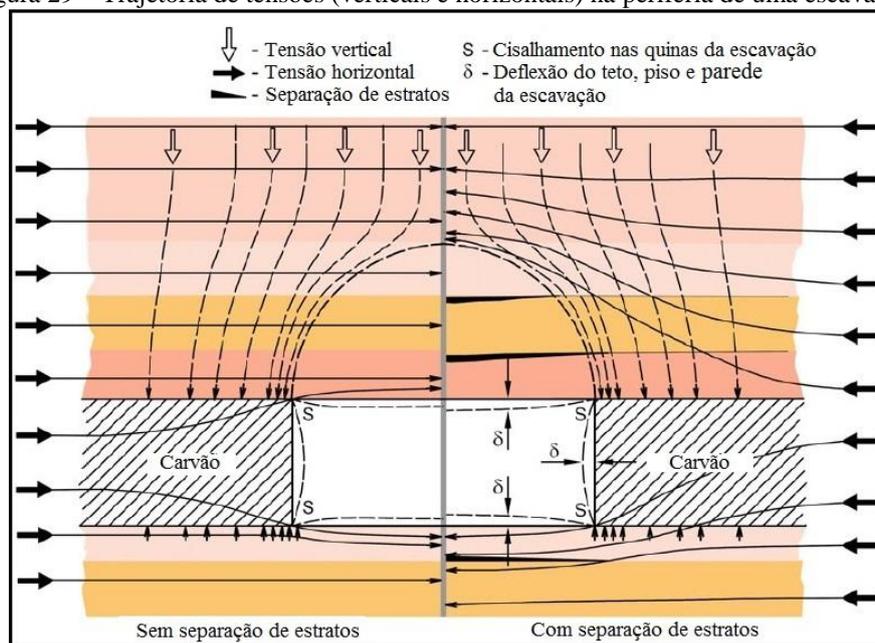
concentrado nas quinas da escavação; e (3) uma cúpula de material rochoso, representante do teto e do piso imediato da escavação, em estado de completo relaxamento de tensões verticais.

A partir da análise da Figura 28b, conclusões bastante similares podem ser extraídas, com respeito às tensões horizontais.

Com base na análise combinada da trajetória de tensões (verticais e horizontais), modificadas em consequência da implantação de uma escavação, conclui-se: (1) o acréscimo na largura do vão escavado, resulta no aumento da tensão vertical compressiva nas laterais da escavação; e (2) o acréscimo na altura do vão escavado, resulta no aumento da tensão horizontal compressiva nos estratos rochosos que formam o teto e o piso da escavação.

A Figura 29, a seguir é utilizada por Galvin (2016), para ilustrar detalhadamente, de que maneira as tensões e deformações são distribuídas, nas margens de uma escavação.

Figura 29 – Trajetória de tensões (verticais e horizontais) na periferia de uma escavação.



Fonte: Modificado de Galvin (2016).

Conforme o autor referido, a distribuição de tensões verticais, no teto de uma escavação, dá origem uma zona com formato em domo, referida como arco de pressão (*pressure arch*), com o peso dos estratos rochosos, situados na porção externa desse arco, sendo transferido para as laterais da escavação. Os estratos rochosos, situados no interior do *pressure arch*, encontram-se em um estado de completo alívio de tensões

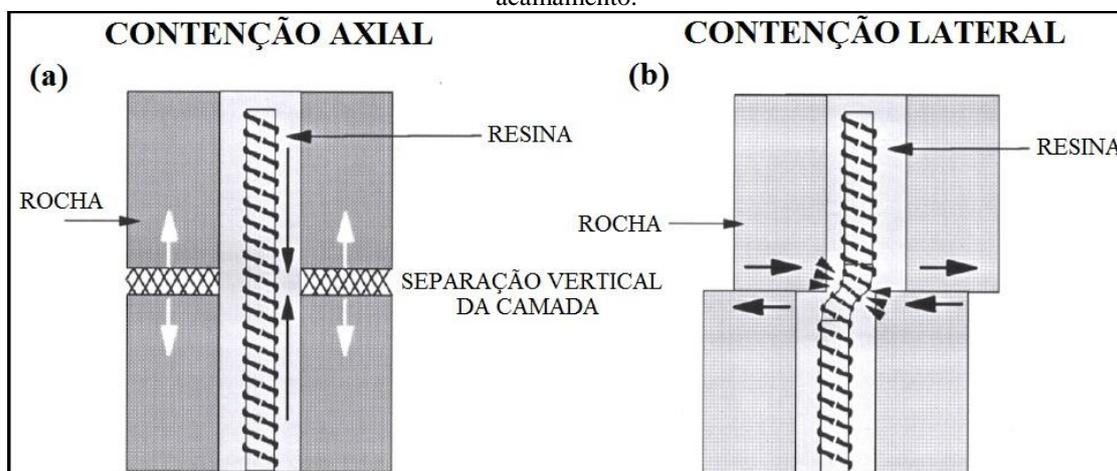
verticais e, portanto, susceptíveis ao desenvolvimento de separações. Nessa região do teto da escavação, as camadas de rocha são sustentadas transversalmente, apenas pelo seu próprio peso e axialmente, por forças laterais.

Com o propósito dirigido a sustentação, a unidade estrutural localizada acima da linha de teto da abertura, a qual é, severamente, afetada pelo processo de escavação, é designada como teto imediato (*immediate roof*), já, a unidade localizada acima do teto imediato, e que pode apresentar melhores características de auto-suporte, é referida como teto principal (*main roof*). Portanto, a unidade estrutural, que forma o teto imediato da escavação, necessita de suporte, cuja especificação e intensidade, dependem do tipo de rocha e da sua solidez (Peng, 2008).

O autor citado destaca que a utilização de tirantes, no reforço do teto de uma galeria, baseia-se nos princípios da suspensão (*suspension*) e do efeito viga (*beam building*).

O reforço por efeito suspensivo utiliza os tirantes e seus acessórios, visando suspender os estratos rochosos mais fracos e mais baixos, nos estratos mais competentes, situados em porções mais elevadas do teto, enquanto, o reforço por efeito viga, utiliza os chumbadores e seus acessórios com a finalidade de agrupar, uma série de estratos rochosos pouco competentes, em uma única e espessa estrutura, que atua como uma viga combinada. O agrupamento de estratos em uma única estrutura impede o desenvolvimento de movimentos cisalhantes e de separação vertical, entre as diversas camadas (ou estratos) rochosas de teto (Figura 30).

Figura 30 – (a) Tracionamento do tirante, em coluna total, causado pela separação de uma camada fraca; e (b) Tracionamento e curvatura do tirante, em coluna total, causado por deslizamentos na superfície de acamamento.



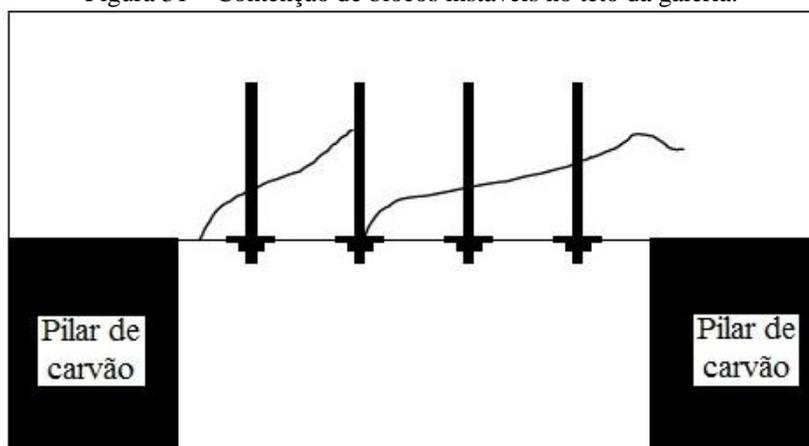
Fonte: Modificado de Mark (2000).

De acordo com Cambulat (2008), a principal função dos chumbadores é agrupar as unidades rochosas estratificadas ou fraturadas, no teto da escavação, com a finalidade de evitar rupturas. Para atingir tais objetivos, quatro mecanismos básicos de reforço foram estabelecidos (Mark *et al.*, 2001), sendo eles: (1) controle de queda de blocos (*simple skin control*); (2) suspensão (*suspension*); (3) efeito viga (*beam building*); e (4) suporte suplementar em teto imediato, extremamente fraco (*supplemental support*).

2.3.2.1 REFORÇO NO CONTROLE DE QUEDA DE BLOCOS DO TETO DA ESCAVAÇÃO (*simple skin control*)

Quando o teto de uma escavação é competente, e encontra-se submetido a baixos níveis de tensões, o mesmo pode apresentar comportamento de auto-sustentação, significando que, nesses casos, há uma baixa possibilidade de ocorrência de grandes colapsos de teto. Entretanto, o aparecimento de estruturas como: trincas, fraturas, estratificações cruzadas, canais de arenito, falhas de pequena dimensão, entre outras, na superfície do teto de uma escavação, pode, ocasionalmente, acarretar, no desalojamento de blocos, os quais devem ser suportados (Figura 31). Portanto, nesses casos, é necessário adotar um padrão de atirantamento, que geralmente consiste no emprego de tirantes curtos, na intenção de conter blocos rochosos soltos, no teto imediato da escavação. O controle da queda de blocos é também uma função secundária exercida pelos tirantes, em conjunto com os demais mecanismos de reforço (Mark, 2000).

Figura 31 – Contenção de blocos instáveis no teto da galeria.



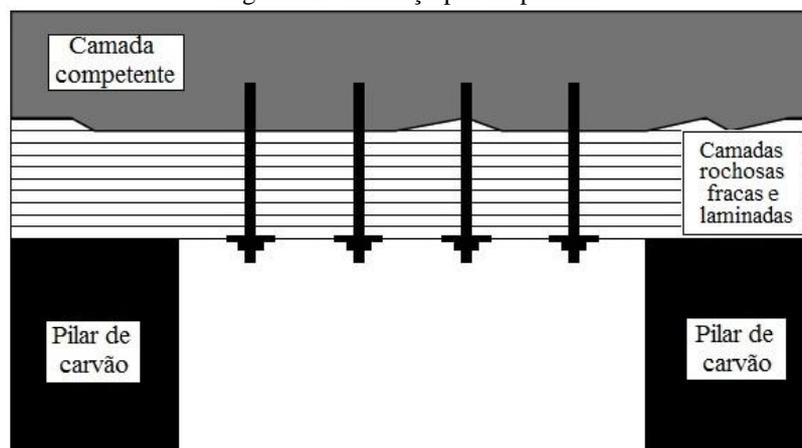
Fonte: Modificado de Mark (2000).

2.3.2.2 REFORÇO POR SUSPENSÃO

O mecanismo por suspensão representa o sistema de reforço por chumbadores, de mais fácil compreensão (Cambulat, 2008).

Quando uma escavação subterrânea é construída, em um ambiente com condições geológicas e geotécnicas semelhantes à representada na Figura 32, o maciço rochoso estratificado, que constitui o teto imediato da escavação, demonstra uma tendência de iniciar um processo de arqueamento. Esse processo é seguido da delaminação progressiva, iniciada nos estratos mais próximos, situados na superfície do teto da escavação, que avança, resultando na separação completa, desse conjunto de camadas rochosas fracas e estratificadas, da unidade mais competente que a sobrepõem. Esse arqueamento de camadas do maciço, seguido de separações progressivas, pode ser reduzido, a partir do grampeamento e agrupamento do conjunto de estratos, em uma única estrutura (ou viga) suspensa, em um horizonte rochoso mais competente, e com melhores características de auto-sustentação situado, acima do teto imediato da escavação.

Figura 32 – Reforço por suspensão.



Fonte: Modificado de Mark (2000).

Para esse tipo de reforço, ser posto em prática, chumbadores com ancoragem pontual mecânica ou com resina, são adequados, salientando que, no caso da adoção de dispositivos ancorados pontualmente com resina, o comprimento da coluna de material adesivo adotado é diretamente proporcional à resistência e a rigidez da ancoragem obtida.

A partir da investigação, da efetividade e aplicabilidade do mecanismo de reforço por suspensão, em minas de carvão, Wagner (1985), conclui que: (1) o espaçamento

entre tirantes é um fator crítico, quando nos deparamos com teto imediato estratificado. Nesse caso, o espaçamento entre dispositivos de suporte, não deve ultrapassar o valor de dez vezes a espessura da camada; e (2) quando estratos espessos são contidos por chumbadores com ancoragem pontual em resina, o intervalo do dispositivo de suporte, ancorado na camada competente, é um fator crítico na obtenção de uma ancoragem sólida.

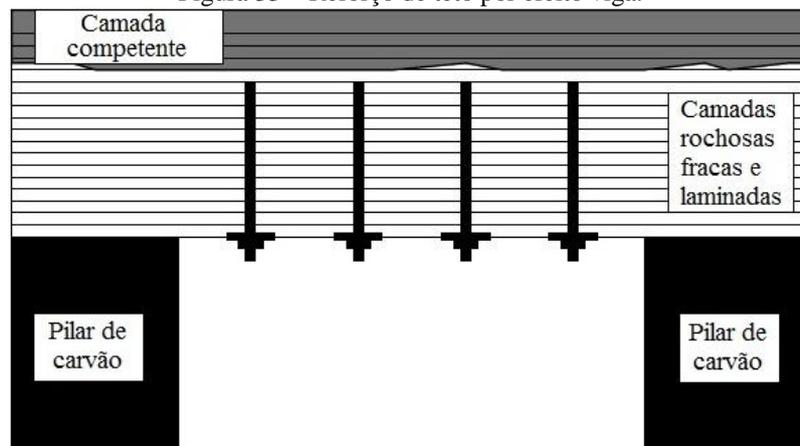
De acordo com Mark (2000), experiências adquiridas em estudos anteriores, demonstram que os tirantes são extremamente eficientes, quando utilizados no reforço por suspensão, embora, esse mecanismo encontre dificuldades em circunstâncias onde a camada suspensa, de baixa resistência, apresenta espessura superior a 1 metro.

Quando as rochas que compõem o teto imediato de uma galeria são estratificadas ou finamente laminadas, de maneira que, o agrupamento dessas lâminas rochosas resulte, em uma única camada combinada, e com espessura elevada, quando comparada ao comprimento dos tirantes, o mecanismo de reforço por suspensão não é aplicável (Peng, 1986).

2.3.2.3 REFORÇO POR EFEITO VIGA

A aplicação do reforço por efeito viga é orientada a situações, onde o teto imediato de uma escavação é formado por maciços rochosos estratificados ou laminados, acompanhado da inexistência, de uma camada competente, dentro do intervalo de extensão do tirante adotado, a qual permita efetuar a suspensão, desse conjunto de estratos. Esse mecanismo se baseia na construção de uma viga combinada, formada pelo agrupamento de um conjunto de estratos rochosos fracos (Figura 33), que normalmente, apresentam valores de resistência à tração e por cisalhamento, próximas de zero (Galvin, 2016).

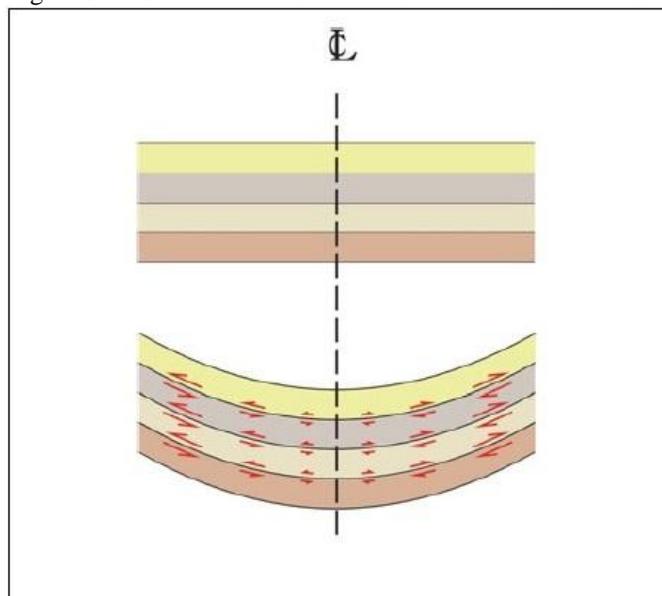
Figura 33 – Reforço de teto por efeito viga.



Fonte: Modificado de Mark (2000).

Quando o processo de deflexão, de uma viga rochosa combinada inicia no teto de uma galeria, sua superfície superior sofre encurtamento e a inferior, estiramento, portanto, para que o teto estratificado inicie um processo de curvatura, as camadas rochosas devem deslizar entre si, como mostrado, a seguir, na Figura 34.

Figura 34 – Curvatura e deslizamento entre estratos rochosos.

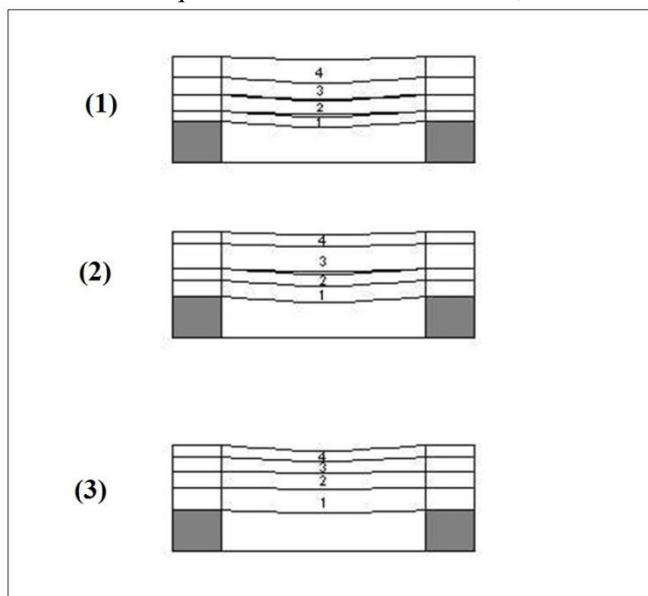


Fonte: Modificado de Galvin (2016).

De maneira geral, o teto imediato de uma galeria pode ser classificado em três padrões diferentes, considerando a sequências de deflexão dos estratos (Peng, 2008). Tais modelos podem ser visualizados com o auxílio da Figura 35, mostrada a seguir: (1) os estratos exibem deflexão independente, apresentando deslocamentos maiores ou iguais ao estrato que o sobrepõem. Nesse caso, a camada 1, representa, a de menor

resistência; (2) alguns estratos rochosos deslocam-se mais, do que aqueles, que os sobrepõem. Nessa condição, conforme o modelo 2, a camada 3, representa, a mais competente, e com melhores características de auto-sustentação; e (3) os estratos se deslocam, individualmente, apresentando valores mais elevados de deflexão, em relação ao inferior. Nesse cenário, a camada 1, representa, a mais competente e com melhores características de auto-suporte.

Figura 35 – Modelos da sequência de deflexão de camadas, em tetos estratificados.



Fonte: Modificado de Peng (2008).

Portanto, o princípio do reforço por efeito viga, consiste na contenção de movimentos cisalhantes, entre estratos, que conforme Peng (1998) podem ser grandemente reduzidos, a partir da construção de uma viga rochosa combinada e mais espessa, conseqüentemente, mais estável. Nesse mecanismo, os tirantes desempenham o papel de reforçar o maciço, preservando a fricção entre os planos de estratificação, agrupando blocos rochosos fraturados e controlando a dilatação de estratos, parcialmente separados (Mark, 2000).

Para esse mecanismo ser posto em prática é necessário que os tirantes sejam instalados com resina, em sua completa extensão (van der Merwe, 1998).

O resultado da ancoragem por coluna total é uma maior rigidez do conjunto de suporte, que resulta no acréscimo da resistência ao movimento do maciço. Essa rigidez é alcançada, devido à rapidez com que as cargas impostas ao sistema, são transferidas do tirante em direção ao maciço rochoso, com auxílio, de uma fina interface

intermediária de resina, a qual preenche o espaço completo, entre os dois elementos (Dolinar & Bhatt, 2000).

Testes que determinam a resistência da ancoragem de tirantes, como por exemplo, o teste de arrancamento (*pull test*), demonstra necessitar a aplicação de intervalos, menores que sessenta centímetros de resina, nesses dispositivos, para ser atingida a resistência da barra de aço, embora, a resistência da ancoragem, dependa também, de outros fatores, como: a resistência do maciço rochoso e outros aspectos operacionais, relacionados à instalação dos tirantes (Mark, 2000).

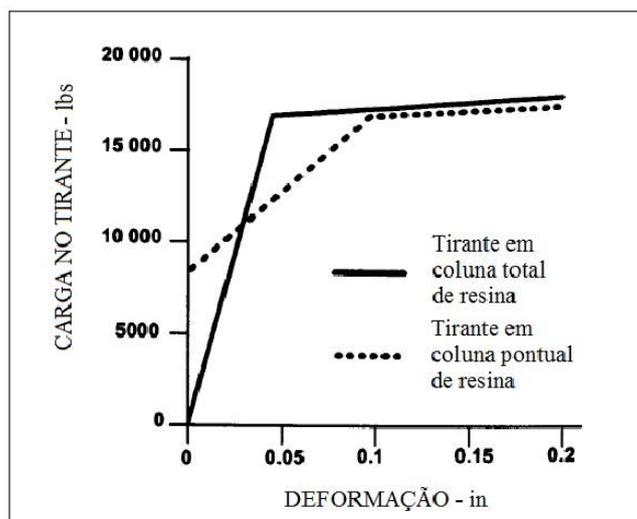
Como resultado da rigidez superior, desse mecanismo de sustentação, será imposta, uma resistência expressiva ao movimento lateral e axial do maciço (Figura 30), de modo que, os carregamentos desenvolvidos ao longo dos tirantes, regressem rapidamente de volta ao maciço (Figura 26).

Bieniawski (1987) *apud* Peng & Tang (1984), propõem algumas vantagens na utilização do mecanismo de ancoragem por coluna total, entre elas: (1) o tirante é permanentemente efetivo, através de sua completa extensão; (2) resiste a movimentos verticais e laterais impostos pelos estratos rochosos; (3) reduz a corrosão do dispositivo de suporte, além de proteger a parede da perfuração contra os efeitos do intemperismo; (4) pode absorver as vibrações causadas pelo desmonte com explosivos, sem afetar sua efetividade; e (5) não são necessários tempo e trabalho, na aplicação de tensão de instalação nos tirantes.

Mark (2000), baseando-se em estudos, desenvolvidos por Karabin & Hoch (1980), esclarece que a rigidez (*stiffness*), proporcionada pelo mecanismo de ancoragem por coluna total, é superior, a fornecida pelo sistema de ancoragem pontual. Segundo o autor, essa vantagem encontra-se associada à aplicação de resina, sobre a completa extensão do tirante, fato que resulta em um sistema de suporte, que exerce seu melhor desempenho, com menores deslocamentos no maciço.

A diferença de rigidez, entre esses dois sistemas de ancoragem, pode ser observada, com o auxílio da Figura 36, mostrada a seguir.

Figura 36 – Diferença na rigidez, entre os sistemas de ancoragem, em coluna total e coluna pontual de resina.



Fonte: Modificado de Mark (2000) *apud* Karabin & Hoch (1980).

A partir da análise do gráfico, exibido logo acima, na Figura 36, destacam-se alguns comentários: (1) por se tratar de um dispositivo que funciona com ancoragem ativa, o tirante em coluna pontual, apresenta comportamento diferente, daquele que emprega coluna total, e que consiste, em um suporte passivo. No mecanismo passivo, o sistema de suporte, tem seu carregamento aumentado, em função de deslocamentos no maciço, diferentemente, do sistema ancorado pontualmente, o qual é submentido a uma tensão inicial, no momento da sua instalação; e (2) após a construção da abertura subterrânea, e início da deformação progressiva do maciço, observa-se que, ambos os sistemas de ancoragem, atingem praticamente a mesma capacidade de carga, porém, o dispositivo ancorado por coluna total em resina, alcança esse desempenho, exibindo menor deformação no suporte, que se traduz, em menores deslocamentos no maciço.

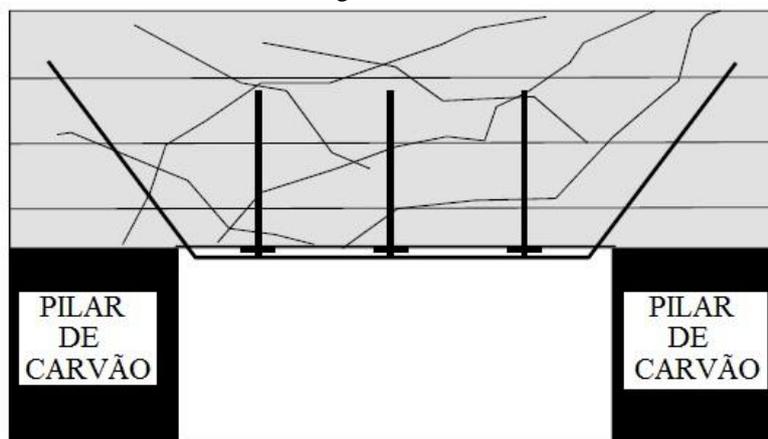
2.3.2.4 REFORÇO COM INSTALAÇÃO DE SUPORTE SUPLEMENTAR

O reforço com dispositivos adicionais de suporte é geralmente aplicado, em estágio posterior a escavação, com o objetivo de melhorar a qualidade do suporte e aumentar a vida útil da abertura subterrânea.

Mark *et al.* (2001), relatam que, em situações, onde os estratos rochosos que formam o teto imediato da escavação são extremamente fracos, e/ou o nível de tensões no maciço é extremamente elevado, os tirantes podem não ser eficazes na prevenção da progressão de rupturas no teto, além de um horizonte de ancoragem admissível (Figura 37).

Nesses casos, cabos, treliças e suportes, que visam restringir a convergência, podem ser necessários no auxílio da sustentação da carga, exercida por sequências de estratos rochosos pouco competentes.

Figura 37 – Suporte adicional em teto imediato fraco, com rupturas avançando, além do intervalo de ancoragem dos tirantes.



Fonte: Modificado de Mark (2000).

Capítulo 3

3.0 SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

De acordo com Bieniawski (1982), o principal objetivo de um sistema de classificação geomecânica, é fornecer uma avaliação, da qualidade do maciço rochoso, tomando como base, parâmetros de geologia e de engenharia, bem definidos.

Os sistemas convencionais de classificação representam esquemas de pontuação, que objetivam caracterizar a qualidade ou competência do maciço rochoso, atribuindo um índice de avaliação individual a parâmetros considerados como determinantes no seu comportamento e em sua estabilidade. Por fim, a caracterização da qualidade do maciço é representada por um único índice numérico, obtido a partir do somatório de pontuações atribuídas a parâmetros, que determinam sua competência.

Bieniawski (1989) relata que as características estruturais de uma rocha podem ser investigadas, através dos sistemas de classificação geomecânica, que, segundo o autor, tem como objetivo: (1) identificar os parâmetros mais importantes e que influenciam diretamente no comportamento do maciço; (2) dividir o maciço em classes que

apresentam comportamentos e características geotécnicas semelhantes; (3) fornecer bases para o entendimento das características de cada classe rochosa; (4) fornecer dados quantitativos e guias, para formulação de cálculos em projetos de sustentação; e (5) criar uma padronização de informações de engenharia, visando facilitar a comunicação entre profissionais, envolvidos em um projeto de escavação.

As classificações geomecânicas são amplamente reconhecidas, como uma ferramenta essencial na concepção de aberturas subterrâneas em rocha, destacam-se, nesse tema, trabalhos pioneiros de autores, tais como: Barton *et al.* (1974), Bieniawski (1973), Hoek & Brown (1980).

Ranasooriya (2009) ressalta que os sistemas de classificação geomecânica, constituem parte integrante de equações empíricas de projeto, utilizadas na engenharia geotécnica, particularmente, em projetos de suporte e construção de escavações subterrâneas. Esse conjunto de equações, cuja aplicação não exige habilidade, fornece uma rápida avaliação dos requisitos de suporte, em qualquer fase de um projeto, mesmo em situações com disponibilidade limitada de informações geotécnicas.

Com o objetivo de atender a demanda da indústria através de avaliações rápidas da qualidade do maciço rochoso, além de requisitos de suporte para escavações, foram desenvolvidas, ao longo dos anos, inúmeras metodologias de classificação geomecânica. Esses sistemas levam em consideração os novos avanços da tecnologia de suporte e são direcionados a diferentes áreas de projetos de engenharia, tais como: túneis, abrigos subterrâneos, minas, taludes e fundações.

Nos dias atuais, existem diversas metodologias de classificação, que visam avaliar a qualidade do maciço rochoso. As mais populares, encontram-se organizadas a seguir, na Tabela 2.

Tabela 2 – Principais classificações geomecânicas de maciços rochosos.

<i>Principais classificações de maciços rochosos</i>			
<i>Nome</i>	<i>Autor e data</i>	<i>País de origem</i>	<i>Aplicação</i>
1. Rock Load	Terzaghi, 1946	USA	Tunnels with steel support
2. Stand-up Time	Lauffer, 1958	Austria	Tunneling
3. New Austrian Tunneling Method (NATM)	Pacher, Rabcewicz, 1964	Austria	Tunneling
4. Rock Quality Designation (RQD)	Deere et al., 1967	USA	Core logging, tunneling
5. Rock Structure Rating (RSR) concept	Wickham et al., 1972	USA	Tunneling
6. Rock Mass Rating (RMR) system	Bieniawski, 1973 modified in 1989	South Africa & USA	Tunnels, mines, slopes, foundations
<i>versões do sistema RMR</i>	Weaver, 1975	South Africa	Rippability
	Laubscher, 1976	South Africa	Hard rock mining
	Olivier, 1979	South Africa	Weatherability
	Ghose and Raju, 1981	India	Coal mining
	Moreno Tallon, 1982	Spain	Tunneling
	Kendorski and Cummings, 1983	USA	Hard rock mining
	Nakao et al., 1983	Japan	Tunneling
	Serafim and Pereira, 1983	Brazil	Foundations
	Gonzalez de Vallego, 1983	Spain	Tunneling
	Ünal, 1983	USA	Coal mine roof bolting
	Romana, 1985	Spain	Slope stability
	Newman, 1985	USA	Coal mining
	Sandbak, 1985	USA	Boreability
	Smith, 1986	USA	Dredgeability
	Venkateswarlu, 1986	India	Coal mining (CMRS)
	Robertson, 1988	Canada	Slope stability
Thiel, 1985	Poland	Carpathian flysch	
Ünal, 1996	Turkey	Weak rock, coal	
Pakalnis et al., 2007	Canada	Weak rock mining	
7. Q-system	Barton et al., 1974	Norway	Tunnels, chambers
<i>Q - system extensions</i>	Kirsten, 1982	South Africa	Excavatability
	Kirsten, 1983	South Africa	Tunneling
	Barton, 2000	Norway, Brazil	TBM tunneling
8. Strength-size	Franklin, 1975	Canada	Tunneling
9. Unified classification	Williamson, 1984	USA	General, communication
10. Coal Mine Roof Rating (CMRR)	Molinda and Mark, 1994	USA	Coal mining
11. Geological Strength Index (GSI)	Hoek et al., 1995	Canada	Rock mass characterization
12. Rock Mass index (RMi)	Palmström, 1995	Norway	Rock engineering
13. Deutsche Steinkohle	Witthaus, 2006	Germany	Coal mining
14. Rock Mass Excavability (RME)	Bieniawski et al., 2007	Spain	TBM tunneling

Fonte: Modificado de Bieniawski (2011).

De acordo com Bieniawski (1989), entre os diversos sistemas de classificação geomecânica existentes, seis, necessitam de uma atenção especial, uma vez que apresentam maior notoriedade. Entre eles, destacam-se os sistemas propostos por: (1) Terzagui (1946), Lauffer (1958), Deere *et al.* (1967), Wickham *et al.* (1972), Bieniawski (1973) e Barton *et al.* (1974).

A classificação geomecânica desenvolvida por Terzagui (1946) representa um marco do início dos sistemas modernos de classificação de maciços rochosos. A metodologia desenvolvida por esse autor dominou o mercado americano, por um intervalo de aproximadamente trinta e cinco anos, com um histórico de sucessos em projetos de túneis sustentados com suportes metálicos de aço. Na visão de Bieniawski

(1989), deve ser realçado que, enquanto essa classificação geomecânica, encontra-se adequada para o propósito a qual foi desenvolvida, ou seja, para auxiliar em projetos de túneis, visando dimensionar suportes metálicos, a partir da altura de maciço rochoso carregado sobre o teto de uma galeria (*rock load*), sua utilização não se adapta as técnicas modernas de construção de túneis, onde são empregados tirantes e concreto projetado.

A classificação do maciço rochoso, desenvolvida por Lauffer (1958), baseada no trabalho de Stini (1950), é considerada um marco fundamental, em projetos de túneis, já que a mesma introduziu o conceito do tempo auto-sustentação de uma escavação sem suporte (*stand-up time for an unsupported span*), como função da competência do maciço rochoso. O autor referido desenvolveu oito classes de qualidade do maciço, e as correlacionou com o tempo de permanência, sem suporte, de cada uma dessas classes. Mais tarde, em Laufer (1960), foram apresentadas recomendações de suporte dirigidas a cada uma dessas classes, sugerindo: dispositivos de contenção em madeira, hastes de aço, tela metálica, tirantes e concreto projetado.

Em seu trabalho, o autor definiu quatro fatores que influenciam diretamente na estabilidade de um túnel, sendo eles: (1) orientação das estruturas geológicas; (2) formato da seção transversal de túnel; (3) tipo de escavação; e (4) procedimento de suporte.

Embora essa classificação seja baseada, apenas, em um único caso histórico, a mesma influenciou profundamente na condução das futuras metodologias criadas e direcionadas à classificação de maciços rochosos. A relação estabelecida, entre o tempo de auto-sustentação do maciço escavado em função da competência, serviu como base para classificações propostas posteriormente, por: Wickham *et al.* (1972), Bieniawski (1973) & Barton *et al.* (1974). Somado a isso, as cinco classes de reforço em rocha, sugeridas pelo sistema de Lauffer (1960), representam um recurso, que foi incorporado aos principais sistemas de classificação de maciços rochosos desenvolvidas posteriormente.

O índice de indicação da qualidade de rocha (*The Rock Quality Designation index* – RQD) foi desenvolvido por Deere (1967), com o propósito de fornecer uma estimativa quantitativa da qualidade do maciço rochoso, a partir de testemunhos de sondagem (Bieniawski, 1982). O índice RQD é obtido, a partir do somatório do comprimento de testemunhos de sondagem, recuperados como peças intactas, iguais ou maiores que 10 centímetros, dividido pelo comprimento da manobra de perfuração. Seu resultado é

expresso em porcentagem e correlacionado com cinco classes de qualidade do maciço rochoso, pré-estabelecidas. Bieniawski (1982) ressalta que, na estimativa de qualidade do maciço, desenvolvida por Deere (1967), não são considerados os efeitos do espaçamento entre descontinuidades, sua orientação, resistência da rocha intacta e condições do nível d'água.

Os estudos iniciados por Lauffer (1958), foram aprofundados por Wickham *et al.* (1972), que propuseram o conceito do (*Rock Structure Rating – RSR*). Essa metodologia avalia a estabilidade de um túnel, considerando três aspectos: (1) litologia e estrutura geológica; (2) espaçamento e orientação das descontinuidades; e (3) o efeito do fluxo de águas subterrâneas.

De acordo com Bieniawski (1982), o sistema RSR apresenta elevada importância na evolução dos esquemas de classificação geomecânica, já que tal metodologia é considerada a pioneira, na qual os parâmetros de entrada são ponderados de acordo com sua influência na estabilidade de um túnel.

Bieniawski (1973) propôs o sistema (*Rock Mass Rating – RMR*), também conhecido como *Geomechanics Classification*, o qual avalia a competência do maciço rochoso, com base, em cinco parâmetros determinados em campo e representados por:

- (1) Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- (2) RQD;
- (3) Espaçamento de descontinuidades;
- (4) Condição das descontinuidades; e
- (5) Presença de água no maciço rochoso.

Conforme de Bieniawski (1982), os parâmetros de entrada requisitados, em seu sistema de classificação, atingem um equilíbrio entre as características das descontinuidades e as propriedades mecânicas da rocha intacta e seu resultado final consiste em uma previsão, do tempo de auto-sustentação do maciço, em função do seu índice RMR (ou competência) e da largura da escavação, além, de recomendações na seleção de suporte, as quais incorporam dispositivos de contenção, tais como: hastes de aço, telas metálicas, concreto projetado e chumbadores.

A classificação geomecânica RMR, contribuiu em vários aspectos, na evolução dos sistemas de classificação (Bieniawski, 1989), entre eles, destacam-se: (1) incorporou propriedades do material rochoso; (2) dependência de medições de campo; (3)

resultados baseados, em casos históricos, contemplando, um amplo intervalo de condições do maciço rochoso; e (4) versatilidade na aplicação, desse sistema, e suas versões (Tabela 2), em túneis (Bieniawski, 1973; Moreno Tallon, 1982; Nakao *et al.*, 1983), taludes (Romana, 1985; Robertson, 1988), fundações (Serafim *et al.*, 1983) na avaliação da capacidade de escavação de equipamentos mecânicos (Weaver, 1975), minas subterrâneas de carvão (Djahanguiri, 1977; Rafia, 1980; Ghose *et al.*, 1981, Unal, (1983, 1986); Newman, 1985; Vankateswarlu, 1986) e, aberturas subterrâneas, em maciços rochosos competentes (Laubscher *et al.*, 1976; Ferguson, 1979; Kendorski *et al.*, 1983).

Por fim, um aspecto importante, em relação à confiabilidade dessa classificação, consiste no fato do sistema sofrer uma revisão contínua, a qual é acompanhada da ponderação dos parâmetros utilizados (Bieniawski, 1974, 1976, 1979, 1989), tendo como base, a inclusão de novos casos práticos de engenharia. Segundo (Bieniawski, 1982), esse refinamento contínuo imposto aos sistemas de classificação, é essencial para a melhoria do conjunto de equações empíricas destinadas à seleção das características do sistema de suporte.

Barton *et al.* (1974), criou um sistema de classificação geomecânica do maciço rochoso, conhecido como sistema-Q (*Q-system*). Esta metodologia apresenta formato similar ao sistema RMR, porém, com ênfase em diferentes características do maciço rochoso. Os seis parâmetros geotécnicos escolhidos pelos autores referidos, para a qualificação do maciço rochoso, são os seguintes: (1) RQD; (2) (J_n) parâmetro associado ao número de famílias de descontinuidades; (3) (J_r) parâmetro associado à rugosidade das superfícies de descontinuidade; (4) (J_a) parâmetro associado à alteração das paredes de descontinuidade; (5) (J_w) parâmetro associado à presença de água; e (6) (SRF) fator de redução, devido ao efeito das tensões no maciço.

De acordo com Bieniawski (1989), os sistemas RMR e Q, foram independentemente desenvolvidos e, ambos, fornecem dados quantitativos para seleção de sistemas modernos de reforço, tais como: concreto projetado e chumbadores. Porém, segundo o autor citado, o sistema Q, tem sua aplicação dirigida a projetos de túneis e abrigos subterrâneos, associados a maciços rochosos competentes ou de elevada qualidade, típicos da região da Noruega e países vizinhos, onde tal metodologia foi desenvolvida e seus casos históricos coletados.

Entre os seis sistemas de classificação abordados anteriormente, devido a sua elevada notoriedade, se considerarmos o emprego de tais metodologias, no ambiente das

minas subterrâneas de carvão, apenas a classificação (*Rock Mass Rating – RMR*) concebida por Bieniawski (1973, 1989), apresenta em seu banco de dados, casos históricos, adicionados pelo próprio autor, somados, a alguns estudos desenvolvidos por Rafia (1980) & Newman *et al.* (1984, 1987), igualmente aplicados à mineração subterrânea de carvão. Acrescido a esse fato, e conforme exibido na Tabela 2, também existem algumas versões da metodologia RMR, criadas por autores, tais como: (Ghose *et al.*, 1981, Unal 1983, 1986, Newman 1985 & Vankateswarlu, 1986), desenvolvidas visando exclusivamente a caracterização geomecânica de maciços rochosos sedimentares, típicos do ambiente de formação do carvão, com algumas versões, seguidas inclusive de recomendações na seleção das características do sistema de suporte. Esses elementos esclarecem em parte, o motivo da supremacia exercida, por um longo tempo, pela metodologia RMR, sobre as demais classificações geomecânicas, no que se refere à experiência em minas subterrâneas de carvão.

A classificação geomecânica (*Coal Mine Roof Rating - CMRR*), desenvolvida por Molinda & Mark (1993), do extinto (*United States Bureau of Mines - USBM*), cujo departamento de pesquisa, na área de saúde e segurança, foi transferido no ano de 1996, para o NIOSH (*National Institute for Occupational Safety and Health*) é aqui adicionada, posteriormente, aos seis sistemas, considerados de maior notoriedade (Bieniawski, 1989), por se tratar de uma classificação, desenvolvida exclusivamente, para a avaliação da qualidade e da competência estrutural de rochas estratificadas, que formam o teto das galerias em minas subterrâneas de carvão (Hill, 2007).

De acordo com Hill (2007), a classificação (CMRR) é derivada do sistema RMR, que muito embora represente, segundo Molinda *et al.* (1993), o sistema mais extensivamente aplicado, entre os mais notórios, especialmente, em projetos de mineração, nunca foi um consenso na indústria do carvão.

A metodologia (CMRR) destina-se a avaliação das descontinuidades, que mais contribuem na fragilidade e ruptura do maciço rochoso, que constitui o teto das minas subterrâneas de carvão (Molinda *et al.*, 2001).

De acordo com Galvin (2016), esse sistema representa uma adaptação da classificação RMR, direcionado a indústria do carvão, de modo que as relações do tempo de auto-sustentação de uma escavação em rocha são semelhantes em ambos os sistemas.

O CMRR é baseado em casos históricos coletados em minas subterrâneas de carvão Norte Americanas e seu resultado é representado por um índice com intervalo de

(0 a 100), obtido através da ponderação dos seguintes parâmetros do maciço (Galvin, 2016):

- Persistência de descontinuidades, espaçamento ou RQD;
- Resistência à compressão uniaxial (UCS), índice de carga axial puntiforme (PLT-axial), ou teste de avaliação visual das características do entalhe, obtido a partir da aplicação de golpes com martelo de ponta redonda sobre uma superfície rochosa; e
- Resistência ao cisalhamento/coesão, entre planos de estratificação e das demais descontinuidades, determinada a partir de índice de carga pontual diametral (PLT-diametral), ou através do teste de separação entre planos de descontinuidade, por meio da imposição de golpes com martelo e talhadeira administrados na direção paralela as estruturas.

Os parâmetros listados acima, e que integram a classificação CMRR, podem ser coletados, em exposições subterrâneas, tais como: paredes de escavação, anfiteatros de ruptura, além da possibilidade de utilização de sondagens, integradas ao sistema, a partir da criação de uma nova versão (Mark & Molinda, 1996), dirigida exclusivamente a caracterização de testemunhos rochosos recuperados em procedimentos de sondagem.

De acordo com Mark & Molinda (2007), durante os últimos vinte anos, a metodologia (CMRR) foi utilizada extensivamente na indústria americana do carvão e exibe, nos dias atuais, uma base de dados composta por 264 casos históricos, reunidos em mais de 200 minas. Tal metodologia, já foi estendida à indústria do carvão de países como: Austrália, África do Sul, Canadá e Índia e incorporada a ferramentas de planejamento em minas de carvão, bem como incluída em metodologias de dimensionamento de pilares (*Analysis of Longwall Pillar Stability - ALPS*) (Mark *et al.*, 1994), em estimativas do comprimento de chumbadores (Mark, 2000; Mark *et al.*, 2001), em estimativas da densidade de suporte (Molinda *et al.*, 2000; Mark, 2000; Mark *et al.*, 2001), em estimativas, do vão máximo tolerado nos cruzamentos entre galerias (Mark *et al.*, 2001) e na aplicação de cortes estendidos (Mark, 1999).

Após esse relato, o qual objetivou o esclarecimento introdutório de algumas questões fundamentais, tais como: (1) finalidade e motivos da utilização de classificações geomecânicas em projetos de escavações subterrânea; (2) importância das

metodologias empíricas em projetos de escavação; e (3) principais sistemas de classificação geomecânica e sua área de aplicação, o capítulo prosseguirá, de acordo com o enfoque desse estudo, realizando uma apresentação detalhada das duas principais classificações geomecânicas, utilizadas no ambiente de mina subterrânea de carvão. Abordando inicialmente, o sistema RMR, que, entre os principais sistemas de classificação, historicamente representa o mais amplamente utilizado, especialmente em projetos de mineração, seguido do CMRR que, como as demais classificações, parte da premissa de que, a competência estrutural das rochas, que formam o teto de uma mina subterrânea de carvão, é determinada, principalmente, pelas descontinuidades que enfraquecem a estrutura das rochas. Seguindo esse conceito, o CMRR foi desenvolvido, ou seja, exclusivamente para a avaliação da competência de rochas estratificadas, tipicamente encontradas em minas subterrâneas de carvão.

Por fim, a ordem de apresentação da metodologia CMRR, seguirá, primeiramente, com a versão pioneira desse sistema (Molinda *et al.*, 1993) na qual seus parâmetros de entrada são nutridos por informações de mapeamento em subsolo (*underground data*), seguida, da versão criada por Mark & Molinda (1996), destinada, exclusivamente a caracterização geomecânica de testemunhos de sondagem (*drill core data*).

3.1 ROCK MASS RATING (RMR)

O sistema de classificação geomecânica RMR, também conhecido como *Geomechanics Classification*, foi desenvolvido por Bieniawski (1973), e, no decorrer dos anos, vem sofrendo atualizações de acordo com a inclusão de novos casos históricos em sua base de dados (Bieniawski, 1989). A classificação RMR tem resistido ao longo do tempo, sendo beneficiada, no decorrer do mesmo, por inúmeras versões dessa metodologia, concebidas e aplicadas, através do mundo, por diversos autores, em diferentes áreas de aplicação da engenharia.

Bieniawski (1989) ressalta, que as versões de sua metodologia, desenvolvidas por diversos autores (Tabela 3), consistem em novas e valiosas aplicações. Porém, tais versões, devem ser consideradas apenas uma expansão do sistema básico (RMR), e não erroneamente interpretadas como novos sistemas de classificação geomecânica.

Tabela 3 – Versões do sistema de classificação geomecânica RMR.

Classificação geomecânica RMR e suas versões			
Nome	Autor e data	País de origem	Aplicação
RMR	Bieniawski, 1973 modified in 1989	South Africa & USA	Tunnels, mines, slopes, foundations
<i>versões do sistema RMR</i>	Weaver, 1975	South Africa	Rippability
	Laubscher, 1976	South Africa	Hard rock mining
	Olivier, 1979	South Africa	Weatherability
	Ghose and Raju, 1981	India	Coal mining
	Moreno Tallon, 1982	Spain	Tunneling
	Kendorski and Cummings, 1983	USA	Hard rock mining
	Nakao et al., 1983	Japan	Tunneling
	Serafim and Pereira, 1983	Brazil	Foundations
	Gonzalez de Vallego, 1983	Spain	Tunneling
	Únal, 1983	USA	Coal mine roof bolting
	Romana, 1985	Spain	Slope stability
	Newman, 1985	USA	Coal mining
	Sandbak, 1985	USA	Boreability
	Smith, 1986	USA	Dredgeability
	Venkateswarlu, 1986	India	Coal mining (CMRS)
	Robertson, 1988	Canada	Slope stability
	Thiel, 1985	Poland	Carpathian flysch
Únal, 1996	Turkey	Weak rock, coal	
Pakalnis et al., 2007	Canada	Weak rock mining	

Fonte: Modificado de Bieniawski (2011).

A extensa área de aplicação da metodologia RMR, totalizando 351 casos históricos, em sua base de dados, caracteriza a aprovação desse sistema, sua simplicidade de utilização e versatilidade de aproveitamento em projetos de engenharia, envolvendo: túneis, abrigos subterrâneos, minas, taludes e fundações (Bieniawski, 1989).

Essa metodologia de classificação utiliza cinco parâmetros, considerados, como determinantes na caracterização da competência de uma rocha, aos quais são atribuídos cinco intervalos de valores (*ratings*), ordenados de forma decrescente, que refletem em uma redução na qualidade do maciço rochoso.

Após a determinação dos pesos de avaliação de cada um dos cinco parâmetros, esses valores são somados para fornecer o valor básico de RMR, sem o ajuste referente ao efeito da orientação das descontinuidades com relação à orientação da escavação. Após esse ajuste ser aplicado sobre o valor do RMR básico, o maciço rochoso pode ter índice máximo de 100, sendo classificado em cinco classes.

A seguir, são apresentados, individualmente, os cinco parâmetros geotécnicos utilizados pelo sistema RMR na avaliação da competência do maciço rochoso. Essa apresentação individual é acompanhada de um relato, o qual aborda os procedimentos popularmente empregados na estimativa de tais propriedades.

(1) Resistência à compressão uniaxial da rocha: Essa propriedade da rocha pode ser obtida diretamente em laboratório, a partir de ensaios de resistência a compressão uniaxial (*UCS tests*), administrados, em amostras cilíndricas ou indiretamente, por meio

de ensaios de índice (*index tests*). Esses ensaios consistem geralmente, em procedimentos simples, rápidos e relativamente baratos, mas não fornecem diretamente as propriedades fundamentais da rocha. Porém, se um conjunto de índices, como por exemplo, índices de resistência (Is), fornecidos a partir de ensaios de carga pontual axial (*axial point load test*), revelarem correlação estatística positiva com resultados de resistência à compressão uniaxial (UCS), nesse caso, os ensaios de índice se tornam extremamente úteis.

De acordo com Molinda & Mark (1996) o teste de carga pontual axial (PLT-axial), tem sido utilizado, por um longo tempo, na determinação de índices de resistência das rochas. Somado a esse fato, tais índices têm apresentado correlações estatísticas bem sucedidas, em relação a resultados de ensaios de UCS. Com esse enfoque, autores como: (Broch & Franklin, 1972; Bieniawski, 1975; Valejjo *et al.*, 1989; Molinda & Mark, 1996; Rusnak & Mark, 2000, entre outros), geraram fatores de conversão, derivados da correlação entre esses dois ensaios, os quais permitem à conversão do fator de resistência (Is), obtido através do ensaio de carga pontual axial, em medidas de resistência a compressão uniaxial (UCS).

A seguir, na Tabela 4, são relacionados alguns estudos, conduzidos, principalmente, em rochas sedimentares, direcionados a determinação de fatores de conversão, entre índices de resistência, derivados de testes de carga axial puntiforme e resultados de ensaios UCS.

Tabela 4 – Histórico de estudos desenvolvidos em rochas sedimentares, que visam à determinação de fatores de conversão entre o índice de resistência (PLT-axial) e medidas de resistência à compressão uniaxial (UCS).

Referência	Tipo de Rocha	Localização	Número de testes	Fator de Conversão	Comentários
Das, 1995	Siltstone	Western Canada, bituminous coalfields	NG	14.7	lumps, fresh core, old core
	Sandstone/siltstone		NG	18	
	Shale/mudstone		NG	12.6	
Vallejo et al. 1989	Sandstone	Eastern KY, VA, WV	420 PLT, 21 UCS	17.4	Freshly blasted rock, irregular lump samples
	Shale	surface coal mines	1,100 PLT, 55 UCS	12.6	
Smith, 1997	Dredge material	various harbors	NG	8	UCS<1000psi
	Dredge material	various harbors	NG	15	UCS<3500 psi
	sandstone/limestone	unk	NG	24	UCS>6000 psi
Broch and Franklin, 1972	Various	UK (?)	NG	23.7	11 rock types
Carter and Sneddon, 1977	Coal measure	UK	1,000 PLT, 68 UCS	21-22	3 units tested
O'Rourke, 1988	Sedimentary	Paradox Basin, US	66	30	samples from one borehole
Hassani et al., 1980	Sedimentary	UK	1,000	29	
Singh and Singh, 1993	Quartzite	India, copper pit	65	23.4	
Read et al, 1980	Sedimentary rocks	Melbourne, Australia	NG	20	Reference in Choi and Hong, 1998
Bieniawski, 1975	Sandstone	South Africa	160	23.9	
Rusnak, 1998	Coal measure	Southern WV	386	20	Subset of current data
Jermy and Bell, 1991	Coal measure	South Africa	NG	14.1	Mainly sandstones

NG = Não informado na referência

Fonte: Rusnak & Mark (2000).

O teste de carga pontual representa o ensaio, mais popularmente utilizado na obtenção indireta da resistência da rocha (Hudson, 1989). Uma das vantagens desse teste representa a viabilidade de ser administrado, em amostras irregulares ou em testemunhos de sondagem recuperados. Caso o ensaio seja dirigido a testemunhos de sondagem, o mesmo poderá ser conduzido na direção paralela (*axial point load test*) ou ortogonal (*diametral point load test*) ao eixo do testemunho.

De acordo com Hudson (1989), devido à natureza heterogênea e fragmentada das rochas, uma gama de ensaios de índice tem sido desenvolvidos com uma variedade de objetivos, entre eles, na utilização em sistemas de classificação geomecânica. Destacam-se, também, outros testes de grande utilidade, tais como: martelo de *Schmidt* (*Schmidt hammer test*) e perfilagem sônica (*Sonic velocity test*), que fornecem índices, que podem ser empregados indiretamente na estimativa da resistência a compressão e do módulo de elasticidade da rocha.

Por fim, outro recurso que pode ser empregado na estimativa aproximada da resistência a compressão de uma rocha, é representada por uma tabela de identificação em campo, criada pela (*International Society for Rock Mechanics - ISRM*) ISRM (1981) (Tabela 5), a qual permite uma estimativa aproximada dessa propriedade, a partir da análise do efeito de golpes, aplicados com martelo e risco, com canivete ou unha, sobre a superfície de rocha exposta a ser testada. A resistência é estimada, a partir da comparação entre os efeitos apresentados na superfície rochosa, após a aplicação de golpes e riscos, com as classes de resistência (R0, R1, R2, R3, R4, R5 e R6), previamente definidas e apresentadas, na Tabela 5.

Tabela 5 – Tabela de campo para estimativa aproximada da resistência da rocha.

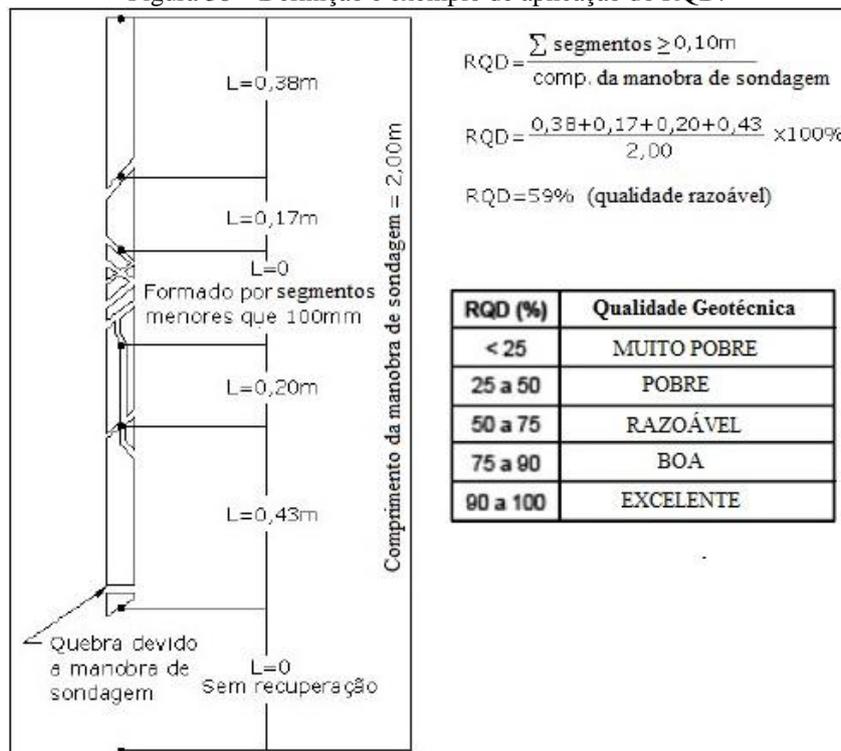
Grau	Descrição	Identificação de campo	Intervalo aproximado de valores de UCS (MPa)
R0	Rocha extremamente fraca	Riscada pela unha e desagregada por pressão dos dedos.	0,25 - 1,0
R1	Rocha muito fraca	Esfarela sob golpes firmes da ponta do martelo, pode ser raspado e descascado pela lâmina do canivete. Risca com a unha e quebra as bordas com a pressão dos dedos.	1,0 - 5,0
R2	Rocha fraca	Pode ser descascado com dificuldade pela lâmina do canivete, buracos rasos podem ser criados com uma pancada firme da ponta do martelo. Fragmenta-se com um golpe firme do martelo.	5,0 - 25,0
R3	Rocha medianamente competente	Não pode ser raspado ou descascado com canivete, todavia pode ser riscado. Requer um único golpe firme do martelo para quebrar.	25,0 - 50,0
R4	Rocha competente	Requer mais de um golpe do martelo para quebrar; traça com canivete.	50,0 - 100
R5	Rocha muito competente	Requer muitos golpes do martelo para quebrar.	100 - 250
R6	Rocha extremamente competente	Pode ser apenas lascado após sucessivos golpes de martelo. Ressoa com impacto do golpe.	> 250

Fonte: ISRM (1981).

(2) *Rock Quality Designation* (RQD): O índice RQD foi desenvolvido por Deere (1963), com intuito de fornecer uma avaliação quantitativa da qualidade do maciço rochoso, a partir de testemunhos de sondagens recuperados.

O RQD é definido como o percentual resultante do somatório de fragmentos de testemunhos de sondagem, iguais ou maiores que 0,10m, separados por fraturas naturais, dividido pelo comprimento total da manobra de perfuração (Figura 38).

Figura 38 – Definição e exemplo de aplicação do RQD.



Fonte: Modificado de Deere & Deere (1988).

Salienta-se que, mesmo com o atendimento do requisito necessário para serem incluídos no cálculo do RQD, segmentos $\geq 10\text{cm}$, não devem ser considerados no cálculo desse índice, caso apresentarem-se na condição intempérica de solo residual, saprolito ou rocha altamente alterada (ISRM, 1981). Para determinação do índice RQD a Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM), recomenda a execução de sondagens com diâmetro NX (54,7mm – diâmetro testemunho), com barrilete de corpo duplo.

Palmstrom (1982) sugere a estimativa do RQD, a partir do número de discontinuidades por metro cúbico de rocha (*Volumetric Joint Count – Jv*) (equação 3.1), dirigida a casos, onde testemunhos de sondagem não se encontram disponíveis. Entretanto, traços de discontinuidades são visíveis em exposições superficiais ou em acessos de exploração subterrânea.

A estimativa sugerida, por esse autor, e dirigida a maciços rochosos, sem argila consiste em:

$$RQD = 115 - 3.3Jv \quad (\text{equação 3.1})$$

onde, Jv , representa o número total de discontinuidades, por metro cúbico de rocha. Embora, a equação 3.1, seja referida pelo autor em seus estudos, somente a partir de

(1982), a primeira tentativa de correlação entre o índice RQD e o parâmetro J_v , já havia sido estabelecida pelo mesmo, no início da década de 70, quando a equação 3.1, tornou-se parte integrante do sistema Q (Barton *et al.*, 1974). A correlação entre esses dois parâmetros, apresenta aplicabilidade, apenas no intervalo de (4,5 a 35) descontinuidades por metro cúbico de rocha, fato que coincide, respectivamente, com valores de RQD máximo (100%) e o mínimo (0%).

Mais tarde, em Palmstrom (2005), é sugerida uma nova equação (equação 3.2), a qual, segundo o autor, mesmo com limitações semelhante à primeira estabelece uma melhor correlação entre os parâmetros (RQD e J_v) no intervalo de 4 (RQD=100%) a 44 (RQD=0%) descontinuidades por metro cúbico de rocha.

$$\text{RQD} = 110 - 2.5J_v \quad (\text{equação 3.2})$$

Priest & Hudson (1976), buscaram uma relação entre os parâmetros: espaçamento entre descontinuidades e RQD, fundamentados na distribuição estatística de resultados do espaçamento entre fraturas, ao longo de linhas de amostragem (*scanlines*).

Como resultado desse estudo estatístico, foi apresentada uma equação para o cálculo do RQD máximo (RQD*), em função da frequência de descontinuidades (λ) (equação 3.3), que representa o número de descontinuidades por metro no mapeamento linear.

$$\text{RQD}^* = 100(0.1\lambda + 1)e^{-0.1\lambda} \quad (\text{equação 3.3})$$

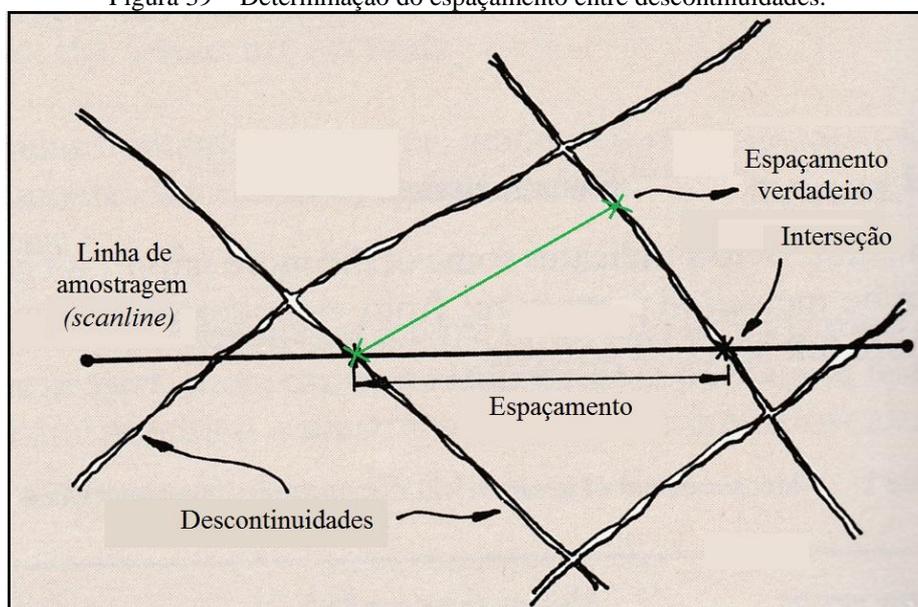
Além da relação estabelecida entre esses dois parâmetros, outra descoberta importante apresentada em Priest & Hudson (1976), representa a falta de sensibilidade do índice RQD, a valores de espaçamento entre fraturas, acima 0,3 metros. Os autores constataram no referido estudo, que acima desse valor de espaçamento, o RQD é sempre superior a 95%.

Atualmente, o índice RQD é utilizado como parâmetro padrão na caracterização geotécnica de testemunhos de sondagem, e representa um componente básico dos dois principais sistemas de classificação de maciços rochosos: o sistema Q (*Q-System*) e o sistema RMR (*Rock Mass Rating*). Sua obtenção é simples e de baixo custo, porém, utilizado de forma isolada, não é suficiente para fornecer uma caracterização adequada

do maciço rochoso, já que o índice RQD desconsidera a orientação e a qualidade das descontinuidades (Bieniawski, 1989).

(3) Espaçamento de Descontinuidades: O espaçamento de descontinuidades representa a distância perpendicular, entre dois planos de fraqueza, paralelos, ou da mesma família (Brady e Brown, 1992) (Figura 39). Quando as descontinuidades exibem orientação esparsa, seu espaçamento é a distância entre duas descontinuidades, medida no mapeamento linear.

Figura 39 – Determinação do espaçamento entre descontinuidades.



Fonte: Modificado de Hudson (1989).

O espaçamento médio (\bar{x}) pode ser facilmente determinado, a partir da contagem do número de descontinuidades (N), que interceptam uma linha de amostragem com comprimento (L), e assim, a partir da equação 3.5, esse parâmetro pode ser estimado.

$$\bar{x} = L/N \quad (\text{equação 3.5})$$

A classificação de espaçamento entre planos de descontinuidades, proposta pela Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM, 1981) é apresentada a seguir, na Tabela 6.

Tabela 6 – Classificação de espaçamento entre descontinuidades.

Espaçamento (mm)	Descrição
< 20	Espaçamento extremamente fechado
20 – 60	Espaçamento muito fechado
60 – 200	Espaçamento fechado
200 – 600	Espaçamento moderado
600 – 2000	Espaçamento aberto
2000 – 6000	Espaçamento muito aberto
> 6000	Espaçamento extremamente aberto

Fonte: ISRM (1981).

(4) Condições das descontinuidades: As condições ou características de descontinuidades são avaliadas, no sistema RMR, a partir de cinco parâmetros representados por: persistência, abertura ou separação, rugosidade, preenchimento e alteração das paredes rochosas (Bieniawski, 1989).

A *persistência* de uma descontinuidade representa a extensão do seu comprimento visível, medida sobre a superfície que está sendo mapeada. A Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM 1981) sugere a terminologia apresentada a seguir, na Tabela 7, para a classificação da persistência de descontinuidades.

Tabela 7 – Classificação da persistência de descontinuidades.

Persistência (m)	Descrição
<1	Persistência muito baixa
1–3	Persistência baixa
3 – 10	Persistência média
10 – 20	Persistência alta
> 20	Persistência muito alta

Fonte: ISRM (1981).

A *abertura* ou a distância perpendicular entre as superfícies de fraqueza, do maciço rochoso, controla a extensão de intertravamento, entre superfícies opostas, além da quantidade de água, que possa vir a fluir ao longo da descontinuidade. Na ausência de atrito entre superfícies, o material de preenchimento controla inteiramente a resistência ao cisalhamento do plano de descontinuidade.

Quando há um decréscimo na separação de superfícies rugosas, há uma tendência das mesmas tornarem-se mais coesas, e, nesse caso, o material de preenchimento, em conjunto com a parede rochosa, contribuem na resistência ao cisalhamento da descontinuidade. Portanto, a resistência ao cisalhamento ao longo de uma superfície de fraqueza é dependente: do grau de separação entre planos, presença ou não de material

de preenchimento, natureza do material de preenchimento e rugosidade das paredes rochosas.

A terminologia apresentada a seguir, na Tabela 8, é recomendada pela ISRM (1981), na classificação da abertura das descontinuidades.

Tabela 8 – Tabela de classificação da abertura das descontinuidades.

Abertura	Descrição	
< 0.1 mm	Muito apertada	Fechadas
0.1 – 0.25 mm	Apertada	
0.25 – 0.5 mm	Parcialmente aberta	
0.5 – 2.5 mm	Aberta	Abertas
2.5 – 10 mm	Moderadamente larga	
> 10 mm	Larga	
1 – 10 cm	Muito larga	Afastadas
10 – 100 cm	Extremamente larga	
>1m	Cavernosa	

Fonte: ISRM (1981).

A *rugosidade* representa a medida da irregularidade e ondulação da superfície de descontinuidade (ISRM, 1978). Essas irregularidades, que ocorrem no plano de descontinuidade, proporcionam aderência mecânica entre superfícies, em situações onde as mesmas apresentam-se fechadas e sem preenchimento. As ondulações possuem valores de amplitude e comprimento de onda, que são facilmente perceptíveis em afloramento ou em testemunhos de sondagem.

A seguir, na Tabela 9, são apresentados diferentes perfis geométricos de ondulação e rugosidade, sugeridos na classificação proposta pela (ISRM, 1981).

Tabela 9 – Classificação de rugosidade de uma superfície de descontinuidade.

Classe	Descrição		
I	Escalonada	Rugosa (ou irregular)	
II		Lisa	
III		Polida	
IV	Ondulada	Rugosa	
V		Lisa	
VI		Polida	
VII	Plana	Rugosa	
VIII		Lisa	
IX		Polida	

Fonte: ISRM (1981).

Preenchimento é o termo utilizado para designar o material presente entre as paredes da descontinuidade. O tipo de preenchimento tem influência direta na

resistência ao cisalhamento e permeabilidade de um plano de fraqueza, fato, que torna necessária a caracterização desse material. A Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas sugere a descrição de algumas características do material de preenchimento, tais como: espessura, composição mineralógica, tamanho aproximado de partícula, resistência, presença de água e permeabilidade.

A resistência de um material de preenchimento argiloso pode ser estimada, a partir da classificação sugerida pela (ISRM, 1981), e apresentada a seguir, na Tabela 10.

Tabela 10 - Tabela de determinação da resistência aproximada do material de preenchimento.

Grau	Descrição	Identificação de campo	Intervalo aproximado de valores de UCS (MPa)
S1	Argila muito macia	Penetra facilmente várias polegadas com o punho	< 0,025
S2	Argila macia	Penetra facilmente várias polegadas com o polegar	0,025 - 0,05
S3	Argila firme	Sob esforço moderado, penetra facilmente várias polegadas com o polegar	0,05 - 0,10
S4	Argila rígida	Facilmente endentado pelo polegar, porém, penetra apenas, com grande esforço	0,10 - 0,25
S5	Argila muito rígida	Facilmente endentado com a unha do polegar	0,25 - 0,50
S6	Argila compacta	Endentado com dificuldade, pela unha do polegar	> 0,50

Fonte: ISRM (1981).

O grau de alteração intempérica das paredes rochosas de uma descontinuidade é popularmente estimado, de acordo com as recomendações da (ISRM, 1981), a qual se baseia na avaliação de graus de alteração intempérica do maciço rochoso (Tabela 11). A classificação é bastante simples e enquadra o nível de decomposição mineralógica de uma parede rochosa, em seis classes diferentes, posicionando, em suas extremidades, a pior condição: onde a superfície rochosa da descontinuidade, apresenta-se completamente convertida a solo, sem quaisquer vestígios de sua estrutura original, e a melhor condição: representada por uma superfície de rocha sã, com ausência total de sinais de alteração intempérica ou descoloração de seus minerais constituintes.

Tabela 11 – Classes de intemperismo do maciço rochoso.

Termo	Descrição	Classe
SÃ	Sem quaisquer sinais de alteração mineralógica, os minerais preservam as características originais de brilho, cor e clivagem. Sinais de descoloração sutil nas principais descontinuidades poderão ocorrer.	W1
LEVEMENTE INTEMPERIZADO	Alteração mineralógica perceptível, perda do brilho dos minerais. Sinais de alteração poderão ocorrer nas imediações das descontinuidades.	W2
MEDIANAMENTE INTEMPERIZADO	Alteração visível em todo o maciço rochoso, descoloração evidenciada por processos de oxidação e caulinição, mas a rocha não é friável.	W3
ALTAMENTE INTEMPERIZADO	Alteração visível em todo o maciço, descoloração generalizada da assembleia mineralógica, e a rocha é parcialmente friável.	W4
COMPLETAMENTE INTEMPERIZADO	Toda a matriz da rocha está decomposta e/ou desintegrada à condição de solo (saprolito). A estrutura original do maciço está, em grande parte, preservada podendo ocorrer núcleos rochosos menos alterados.	W5
SOLO RESIDUAL	Toda a rocha está convertida em solo. A estrutura do maciço e da matriz da rocha está destruída. Há uma grande variação de volume, mas o solo não foi significativamente transportado.	W6

Fonte: ISRM (1981).

A seguir, na Tabela 12, são listadas as características principais avaliadas em descontinuidades, seguidas dos procedimentos, popularmente empregados em sua determinação, estabelecendo uma comparação entre as técnicas utilizadas em afloramentos rochosos e testemunhos de sondagem.

Tabela 12 – Determinação das características de descontinuidades medidas em afloramento e testemunhos de sondagem.

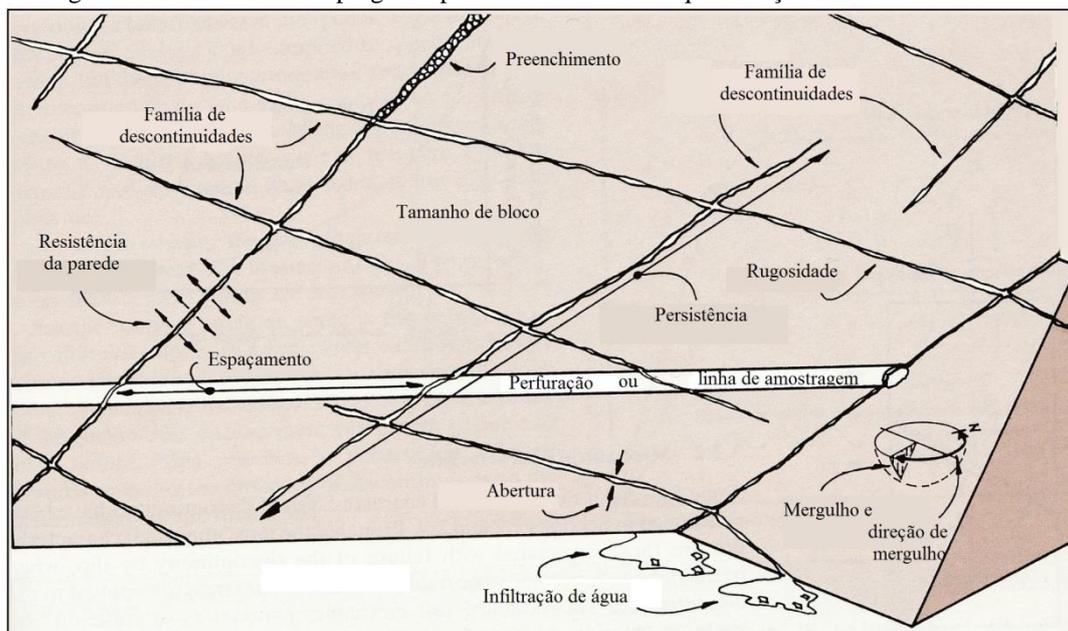
<i>Característica</i>	<i>Método de medida</i>	<i>Testemunho de sondagem</i>	<i>Afloramento</i>
Orientação	bússola	M	B
Espaçamento	trena	B	B
Persistência	trena	R	B/M
Rugosidade	tabelas recomendadas	M	B
Resistência da parede	martelo de Schmidt	M	B
Abertura	régua	R	B
Preenchimento	visual	R	B
Infiltração de água	observações cronometradas	R	B

B = Bom M = Médio R = Ruim

Fonte: Modificado de Hudson (1989).

Essas características, também são ilustradas a seguir, na Figura 40, a qual estabelece, a partir de um croqui esquemático, uma representação dos parâmetros de descontinuidade avaliados no sistema RMR.

Figura 40 – Parâmetros empregados pelo sistema RMR na qualificação de discontinuidades.



Fonte: Modificado de Hudson (1989).

(5) Presença de água no maciço rochoso: De acordo com Bieniawski (1989), em se tratando de projetos de túneis ou de aberturas em subsolo, a taxa de ingresso de água subterrânea, em litros por minuto, considerando dez metros de avanço do processo de escavação, deve ser determinada. De forma alternativa, as condições da presença de água no maciço, podem ser visualmente avaliadas, de maneira genérica, utilizando os seguintes termos: completamente seco, úmido, molhado, gotejando e escorrendo.

Desde sua introdução em 1973, versões revisadas do sistema RMR foram publicadas em: Bieniawski (1974, 1975, 1976, 1977, 1979 & 1989). Conforme mostrado a seguir, na Tabela 13, no intervalo entre a publicação da versão pioneira e a última versão desta metodologia, ou seja, de 1973 a 1989, ocorreram mudanças de alguns parâmetros utilizados na qualificação do maciço rochoso, assim como nos intervalos numéricos de avaliação dos mesmos.

Tabela 13 – Parâmetros e intervalos de avaliação adotados nas diferentes versões do sistema de classificação RMR.

Parâmetro	1973	1974	1975	1976	1979	1989
Resistência da rocha	0 - 10	0 - 10	0 - 15	0 - 15	0 - 15	0 - 15
RQD	3 - 16	3 - 20	3 - 20	3 - 20	3 - 20	3 - 20
Espaçamento de descontinuidades	5 - 30	5 - 30	5 - 30	5 - 30	5 - 20	5 - 20
Separação de descontinuidades	1 - 5	-	-	-	-	-
Continuidade das descontinuidades	0 - 5	-	-	-	-	-
Intemperismo	1 - 9	-	-	-	-	-
Condição das descontinuidades	-	0 - 15	0 - 25	0 - 25	0 - 30	0 - 30
Nível d'água	2 - 10	2 - 10	0 - 10	0 - 10	0 - 15	0 - 15
Ajuste para influência da orient. das descontinuidades (túneis).	3 - 15	3 - 15	0 - (-12)	0 - (-12)	0 - (-12)	0 - (-12)

Fonte: Modificado de Ranasooriya (2009).

Na versão de (1973), a avaliação da competência do maciço rochoso era estimada através de oito características, as quais foram reduzidas para cinco, a partir da versão publicada em (1974). Essa modificação, resultante da combinação de propriedades presentes na versão pioneira (1973), tais como: separação entre descontinuidades (abertura), persistência e intemperismo, resultou na criação de um parâmetro específico para avaliação da qualidade ou condição de descontinuidades.

Em comparação com a versão de (1974), a de (1975), apresentou um acréscimo no valor do índice máximo, sugerido aos parâmetros: condições de descontinuidades e resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, sendo, esse acréscimo, respectivamente, de 10 e 5 pontos.

Nas versões de (1973 e 1974), o parâmetro de ajuste, devido à influência da orientação das descontinuidades, dirigido a obras de túneis e minas, apresentava avaliação, com intervalos de índices positivos, variando de três pontos, atribuídos à condição mais desfavorável, a quinze pontos, que representa a melhor condição, ou a mais favorável. A partir da versão de (1975), são atribuídos pesos diferentes a esse parâmetro, sugerindo, peso zero para condição mais favorável, e um desconto de doze pontos, sobre o valor do RMR básico, para condição mais desfavorável.

No intervalo, entre as versões de (1975) e a de (1976), não ocorreram modificações de parâmetros e índices de avaliação, porém, houve alterações nos intervalos de índices RMR, que determinam as cinco classes de maciços rochosos.

Na revisão sofrida pela classificação RMR, em (1979), ocorreram algumas alterações, tais como: o peso máximo de avaliação, atribuído ao espaçamento entre descontinuidades, foi reduzido em dez pontos e a influência exercida pelos seguintes parâmetros: condições das descontinuidades e presença de água no maciço rochoso foram acrescidas em cinco pontos, adicionados ao índice máximo de avaliação destas propriedades.

A versão mais atualizada do sistema RMR, lançada em (1989), não apresentou qualquer modificação direta nos parâmetros, ou nos pesos sugeridos na sua avaliação. Porém, destaca-se uma alteração realizada na categoria concedida às descontinuidades sub-horizontais na escavação de um túnel. Esta, que até então era julgada como uma condição desfavorável, fato que rendia um desconto de 10 pontos sobre o valor do índice RMR, passou à razoável, cuja dedução, é de apenas 5 pontos.

Como resultado da modificação de alguns parâmetros e dos índices de avaliação, diferentes valores de RMR podem ser obtidos para o mesmo maciço rochoso, a partir da aplicação de diferentes versões desta classificação.

A versão de (1989), apresentou como novidade, gráficos dirigidos à estimativa dos índices de avaliação de parâmetros, tais como: resistência à compressão uniaxial, RQD e espaçamento entre descontinuidades, que, diferentemente do formato tradicional em tabela, permitem uma avaliação desassociada dos intervalos de índices sugeridos. Outra novidade de grande utilidade, adicionada a essa versão do RMR, consiste na tabela de orientações dirigidas a avaliação detalhada das condições das descontinuidades.

As propriedades da rocha, que devem ser avaliadas na estimativa da sua competência, segundo Bieniawski (1989), são apresentadas a seguir, na Tabela 14, acompanhada de intervalos de índices sugeridos em sua qualificação.

Tabela 14 – Parâmetros que compõem a classificação geomecânica RMR.

A. Parâmetros de classificação e seus índices									
Parâmetro		Valores							
1	Resistência rocha intacta	Índice de carga pontual (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Valores baixos, recomendado compressão uniaxial		
		Compressão Uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Índice	15	12	7	4	2	1	0	
2	RDQ (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
	Índice	20	17	13	8	3			
3	Espaçamento médio (m)	>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06			
	Índice	20	15	10	8	5			
4	Condições das descontinuidades		Superfície muito rugosa, não contínua, sem separação, sem intemperismo	Superfície levemente rugosa, separação <1mm, levemente intemperizada	Superfície levemente rugosa, separação <1mm, forte intemperismo	Superfícies planas ou preenchimento <5mm ou abertura entre 1-5mm contínua	Preenchimento >5mm ou abertura >5mm contínua		
	Índice		30	25	20	10	0		
5	Presença de água	Fluxo de água por 10m de galeria (l/min)	Sem ocorrência de água	<10	10-25	25-125	>125		
		Razão pressão de água na junta pela tensão principal	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Condições gerais	Seco	Pingos	Molhado	Gotejamento	Fluxo contínuo		
	Índice		15	10	7	4	0		
B. Ajustes para a orientação das descontinuidades em relação a escavação									
Direção e mergulho das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável			
Índices	Túneis/Galerias	0	-2	-5	-10	-12			
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60			
C. Classificação geomecânica a partir dos índices									
Score	100-80	80-61	60-41	40-21	<20				
Classe	I	II	III	IV	V				
Descrição do maciço	Muito bom	Bom	Razoável	Pobre	Muito pobre				
D. Significado da classificação geomecânica									
Classificação	I	II	III	IV	V				
Tempo auto-sustentação / vão (m)	20 anos p/15 m	1 ano p/10 m	1 semana p/5 m	10 horas p/2.5 m	30 minutos p/1 m				
Coesão (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100				
Ângulo de atrito interno (graus)	>45	35-45	25-35	15-25	<15				

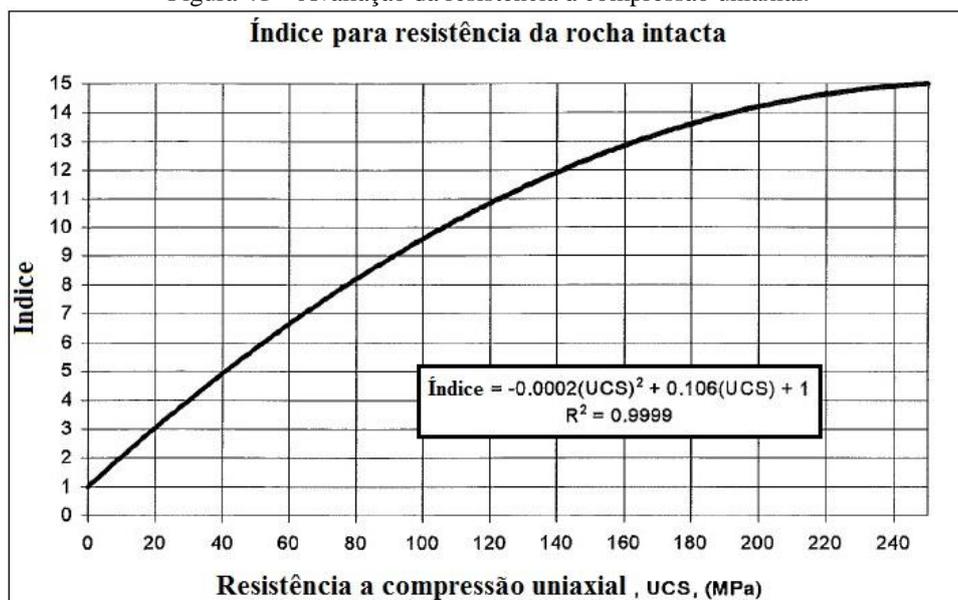
Fonte: Bieniawski (1989).

Os cinco primeiros parâmetros são estimados, em sua condição mais representativa, e índices de avaliação são atribuídos aos mesmos de acordo com tabelas e gráficos fornecidos pela metodologia de classificação RMR.

Os gráficos mostrados a seguir, nas (Figura 41, Figura 42 e Figura 43) são utilizados, em conjunto com a Tabela 14, na determinação de índices de avaliação dos parâmetros principais da classificação RMR e o gráfico exibido, na Figura 44, é utilizado em circunstâncias, onde apenas um dos parâmetros entre RQD e espaçamento entre descontinuidades, é conhecido.

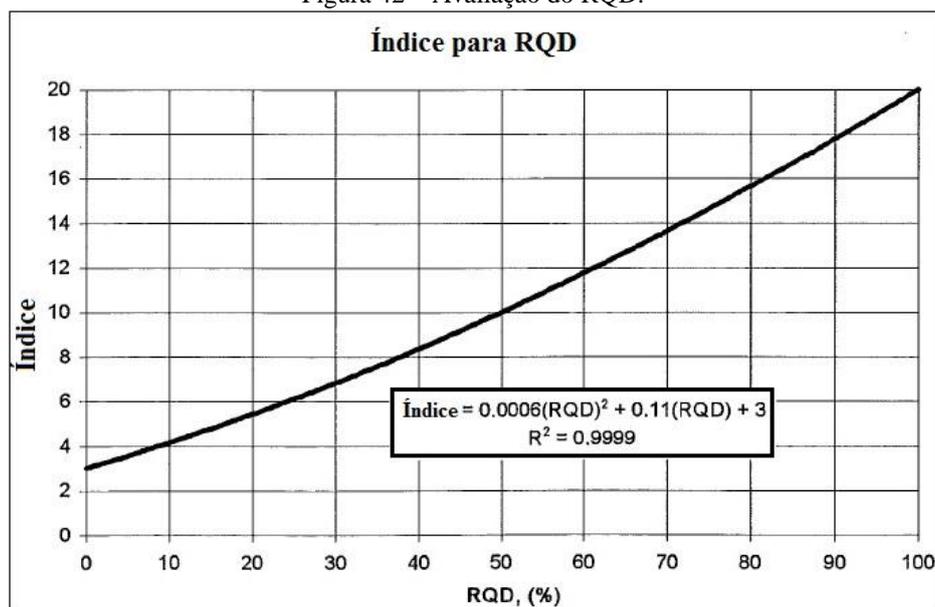
Bieniawski (1989) adverte que os índices de qualidade sugeridos para o parâmetro: espaçamento entre descontinuidades devem ser empregados em maciços rochosos, que apresentem três ou mais famílias de descontinuidades. Em casos, onde menos de três famílias estão presentes no maciço caracterizado, o autor referido sugere que o índice obtido para esse parâmetro, seja acrescido em 30%.

Figura 41 – Avaliação da resistência à compressão uniaxial.



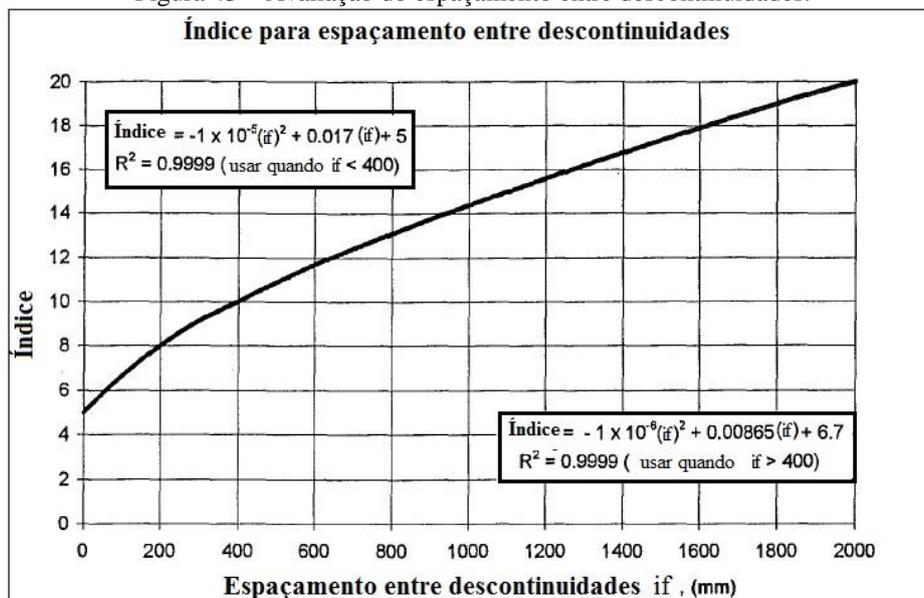
Fonte: Clark (1996) *apud* Bieniawski (1989).

Figura 42 – Avaliação do RQD.



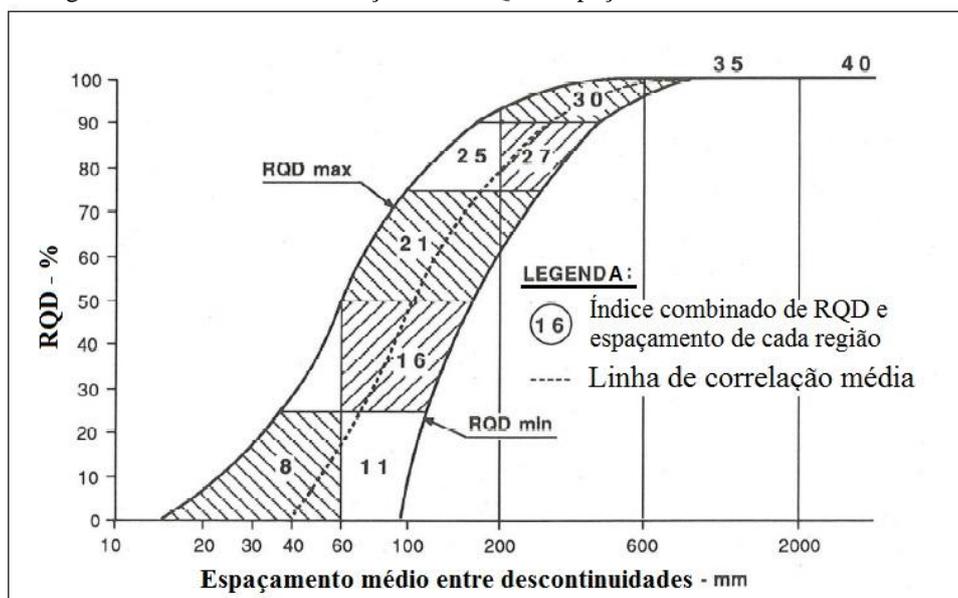
Fonte: Clark (1996) *apud* Bieniawski (1989).

Figura 43 – Avaliação do espaçamento entre descontinuidades.



Fonte: Clark (1996) *apud* Bieniawski (1989).

Figura 44 – Gráfico de correlação entre RQD e espaçamento de descontinuidades.



Fonte: Bieniawski (1989).

Em Geocontrol (2012) *apud* Celada *et al.* (2000), foi introduzida uma modificação no critério de cálculo do RMR básico, substituindo os parâmetros RQD e espaçamento entre descontinuidades, pelo número de descontinuidades por metro, na face de escavação (Tabela 15). Os autores sugerem a manutenção do peso máximo de 40 pontos para o parâmetro introduzido e indicam sua determinação a partir da (Tabela 15), apresentada a seguir. O índice de avaliação combinado (RQD + espaçamento entre

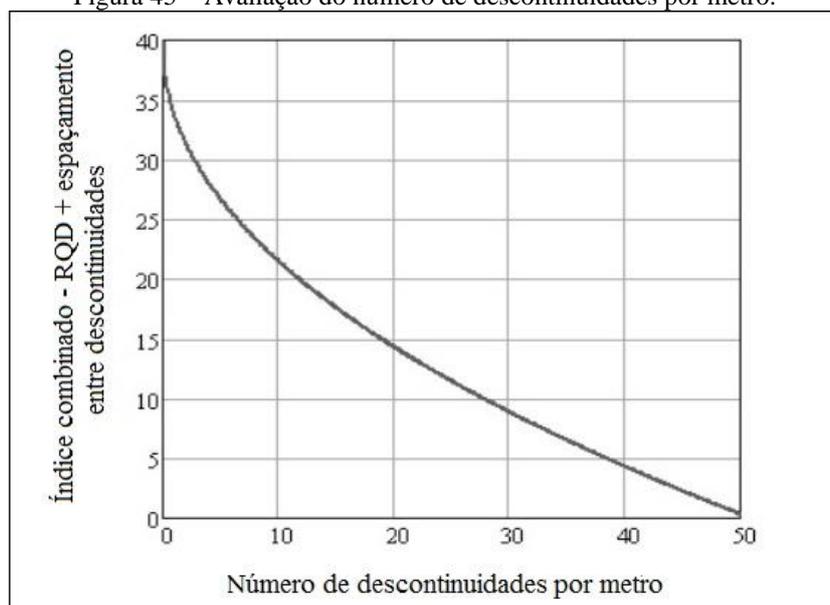
descontinuidades), também pode ser obtido através do gráfico produzido por Lawson & Bieniawski (2013) e exibido a seguir, na Figura 45.

Tabela 15 – Avaliação do número de descontinuidades por metro.

Desc. por metro	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Índice	40	34	31	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	16	17
Desc. por metro		16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Índice		17	16	15	14	14	13	13	12	12	11	11	10	10	9	9
Desc. por metro		31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	43	43	44	45
Índice		9	8	8	7	7	7	6	6	6	5	4	3	3	2	2
Desc. por metro		46	47	48	49	50										
Índice		1.5	1	1	0.5	0										

Fonte: Modificado de Geocontrol (2012).

Figura 45 – Avaliação do número de descontinuidades por metro.



Fonte: Lawson & Bieniawski (2013).

O índice de avaliação atribuído ao parâmetro condições de descontinuidades é determinado, conforme referido anteriormente, considerando cinco propriedades que determinam a qualidade dessas estruturas, isto é, persistência, abertura, rugosidade, preenchimento, alteração das paredes, de modo que, cada uma dessas características é ponderada de acordo como recomendado a seguir, na Tabela 16.

Tabela 16 – Avaliação das condições de descontinuidades.

Condição das Descontinuidades	Índice	
Persistência	< 1m	6
	1-3m	4
	3-10m	2
	10-20m	1
	>20m	0
Abertura	fechada	6
	<0,1mm	5
	0,1-1,0mm	4
	1-5mm	1
	>5mm	0
Rugosidade	muito rugosa	6
	rugosa	5
	levemente rugosa	3
	lisa	1
	espelhada	0
Preenchimento	nenhum	6
	duro; <5mm	4
	duro; >5mm	2
	macio; <5mm	2
	macio; > 5mm	0
Alteração	inalterada	6
	levemente alterada	5
	moderadamente alterada	3
	muito alterada	1
	decomposta	0

Fonte: Modificado de Bieniawski (1989).

A estimativa do índice, atribuído à presença de água no maciço rochoso, é obtido diretamente através da Tabela 14. Após esta definição, o somatório dos pesos atribuídos aos cinco primeiros parâmetros da classificação, representa o valor básico de RMR do maciço rochoso em consideração.

O sexto e último parâmetro qualificado, pelo sistema RMR, representa uma dedução, sugerida em função do efeito da orientação das descontinuidades, com relação à orientação da escavação de um túnel ou galeria (Tabela 17). A classificação RMR, recomenda que esse ajuste seja aplicado separadamente, após a obtenção do índice básico de RMR.

A relação entre a orientação das descontinuidades e a direção de escavação, ajusta o índice RMR básico de acordo com a Tabela 14, seção B. Cada tipo de obra de escavação apresentará um valor para o índice do parâmetro em questão, se galeria, talude ou fundação. Esse parâmetro é analisado em termos qualitativos, isto é, se a orientação de uma das famílias de descontinuidade é favorável ou não, em relação à orientação da escavação.

A seguir, na Tabela 17, é apresentado um guia para a determinação do parâmetro qualitativo em função da relação entre a orientação de descontinuidades e da escavação,

para o caso de escavações subterrâneas (Wickham *et al.*, 1972). Para taludes e fundações, devem ser consultadas as referências: Romana (1985) e Bieniawski (1989).

Tabela 17 - Ajuste que avalia a estabilidade do teto de uma escavação, a partir da combinação entre a orientação (direção e mergulho) das descontinuidades com relação à orientação da abertura subterrânea.

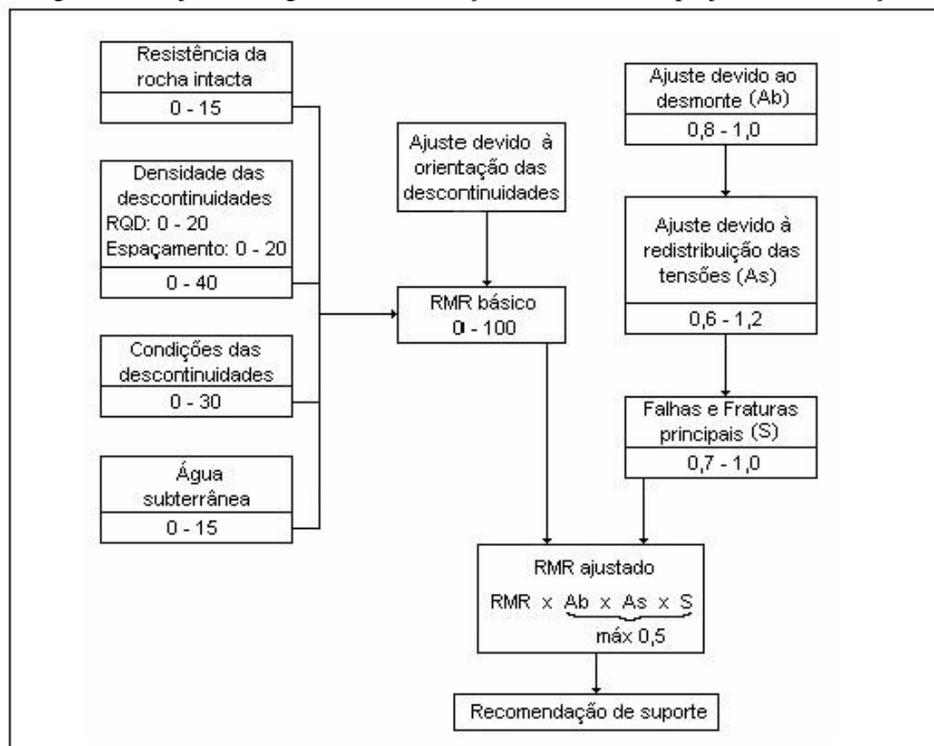
<i>Direção perpendicular ao eixo do túnel</i>			
Mergulho na mesma direção do avanço		Mergulho contra a direção do avanço	
Mergulho 45-90	Mergulho 20-45	Mergulho 45-90	Mergulho 20-45
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável
<hr/>		<hr/>	
<i>Direção perpendicular ao eixo do túnel</i>		<i>Sem considerar a direção</i>	
Mergulho 20-45	Mergulho 45-90	Mergulho 0-20	
Razoável	Muito desfavorável	Razoável	

Fonte: Wickman *et al.* (1972).

De acordo com Bieniawski (1989), se considerados apenas os projetos na área da engenharia civil, a aplicação de um ajuste, dirigido ao efeito da orientação das descontinuidades é geralmente suficiente. Porém, em projetos de mineração, outras deduções podem ser consideradas, tais como: dirigida à utilização de explosivos no desmonte de rocha, dirigida à redistribuição de tensões e dirigida ao efeito de falhas e fraturas principais.

Esse tema foi amplamente debatido por autores, tais como: Laubscher (1977, 1990) & Kendorski *et al.* (1983) e o procedimento de aplicação, de tais ajustes é apresentado a seguir, na Figura 46.

Figura 46 – Ajustes dirigidos à classificação RMR, visando projetos de mineração.



Fonte: Laubscher (1977).

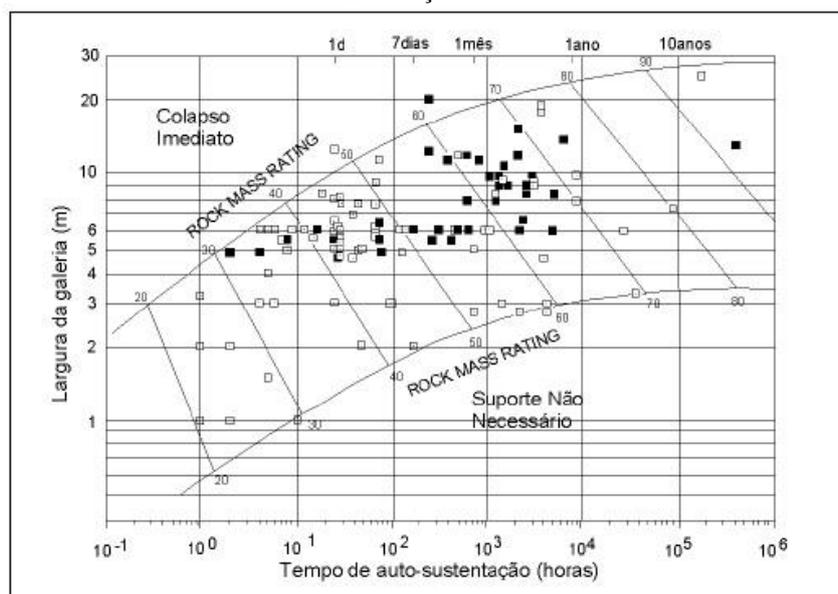
Após a aplicação de ajustes sobre o índice básico do RMR, que atendam a um projeto específico, o maciço rochoso é classificado de acordo com a Tabela 14, seção C, que apresenta variação (0-100), no intervalo geral de possíveis valores de RMR, agrupados em cinco classes de maciços rochosos, as quais são divididas em intervalos de vinte pontos.

Os limites entre classes de maciço também sofreram modificações, de acordo com o processamento de novas atualizações do sistema RMR. As classes de maciço foram uniformemente separadas em intervalos de índices RMR, múltiplos de vinte, somente a partir da versão publicada em 1976.

A classificação geomecânica RMR, associa cada intervalo de classes de maciço rochoso a uma estimativa aproximada das propriedades de resistência (coesão e ângulo de atrito) e ao tempo de auto-sustentação de uma abertura subterrânea em função da sua dimensão.

A seguir, na Figura 47, é apresentada um gráfico, que estima o tempo de auto-sustentação de uma abertura subterrânea em função da classificação RMR e do vão (ou largura) da escavação.

Figura 47 - Determinação do tempo de auto-sustentação de uma galeria em função da largura e da classificação RMR.



Fonte: Bieniawski (1989).

A versão da classificação RMR, exibida em Bieniawski (1989), veio acompanhada de atualização do gráfico mostrado na Figura 47, com a ampliação do tempo de auto-sustentação para 100 anos, o qual, em versões anteriores, era limitado há 10 anos.

Por fim, um ponto importante a ser mencionado é que, enquanto atualizações foram conduzidas no gráfico, para determinação do tempo de auto-sustentação de uma abertura, desde 1973, época da publicação inicial do sistema de classificação RMR, as diretrizes dirigidas à escavação e suporte exibidas a seguir, na Tabela 18, não sofrem atualizações desde a versão de 1976.

Tabela 18 - Orientações para escavação e utilização de suporte dirigido a túneis com 10 m de extensão.

Classe do Maciço Rochoso	Escavação	Suporte		
		Tirantes (20mm diâmetro, em coluna total de resina)	Concreto projetado	Hastes de aço
I - Muito bom (RMR: 81 - 100)	Face completa, avanço de 3 m.	Geralmente nenhum suporte é necessário, exceto, atirantamentos pontuais.		
II - Bom (RMR 61 - 80)	Face completa, avanço de 1 a 1,5 m. Suporte completo 20 m da face.	Localmente, tirantes de 3 m, espaçados 2,5 m no teto, ocasionalmente com tela metálica.	50 mm no teto, onde for necessário.	Não utilizadas
III - Razoável (RMR 41 - 60)	Teto e bancada, avanço de 1,5 a 3 m. Instalar suporte após cada detonação. Suporte completo 10 m da face.	Tirantes de 4 m, espaçados 1,5 a 2 m no teto, e paredes, ocasionalmente com tela metálica.	50 a 100 mm no teto e 30 mm nas paredes.	Não utilizadas
IV - Ruim (RMR 21 - 40)	Teto e bancada, avanço de 1 a 1,5 m. Instalar suporte juntamente com a escavação, 10 m da face	Tirantes de 4 a 5 m, espaçados 1 a 1,5 m no teto, e paredes com tela metálica.	100 a 150 mm no teto e 100 mm nas paredes.	Vigas leves/medias espaçadas de 1,5m, onde necessário
V - Muito ruim (RMR < 20)	Ações múltiplas. Avanço de 0,5 a 1,5 m no teto. Instalação de suporte juntamente com a escavação. Concreto projetado o mais rápido possível após detonações	Tirantes de 5 a 6 m, espaçados 1 a 1,5 m no teto, e paredes com tela metálica.	150 a 200 mm no teto, 150 mm nas paredes e 50 mm na face.	Vigas médias/ pesadas, espaçadas de 0,75, quando necessário.

Fonte: Bieniawski (1989).

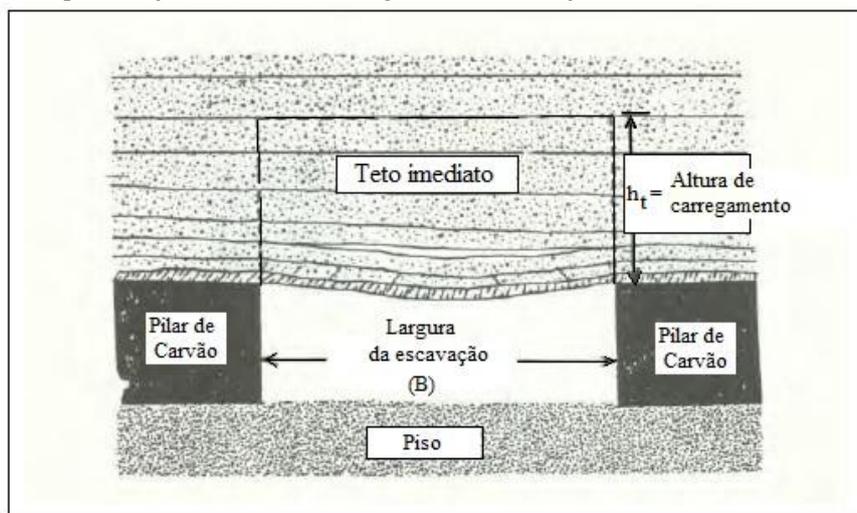
3.2.1 APLICAÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO RMR NA SELEÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE SUPORTE EM MINAS SUBTERRÂNEAS DE CARVÃO

A aplicação do sistema de classificação RMR, na estimativa da qualidade das camadas rochosas de teto e seleção do sistema de suporte, em minas subterrâneas de carvão, foi tema de estudo, desenvolvido por diversos autores, entre eles, destacam-se: Unal (1983, 1986, 1989); Newman & Bieniawski (1986); Venkateswarlu (1986) e Bieniawski (1984, 1987, 1989, 1992).

Unal (1983) apresentou uma relação entre o índice RMR e o carregamento, imposto ao suporte de teto, conforme a equação 3.6, onde: (P) representa a carga no suporte (KN/m²), (γ) é a densidade da rocha (KN/m³) e (B) é a largura da escavação (m). O autor referido, também desenvolveu uma equação empírica, dirigida à estimativa

da altura de carregamento de rocha sobre o teto da escavação (h_t) (Figura 48), a qual representa a região do maciço rochoso, situada acima da linha de teto, e que, eventualmente, sofrerá ruptura, caso não esteja adequadamente atirantada (equação 3.7). E em função da altura de carregamento, Unal (1983), recomenda a relação $0.5h_t$ na estimativa do comprimento do tirante, ancorado em coluna total de resina.

Figura 48 – Representação da altura de carregamento de maciço rochoso sobre o teto da escavação.



Fonte: Modificado de Unal (1986).

A equação 3.7 foi desenvolvida por Unal (1983), baseando-se nas seguintes pressuposições:

- Para uma rocha competente, ou seja, com índice RMR=100 a altura de carregamento do maciço de teto é zero ($h_t=0$); e
- Para uma rocha muito fraca (ou incompetente), ou seja, com índice RMR=0 a altura de carregamento é igual à largura da escavação ($h_t=largura da galeria$).

$$P = \frac{100-RMR}{100} \gamma B \quad (\text{equação 3.6})$$

$$h_t = \frac{100-RMR}{100} B \quad (\text{equação 3.7})$$

Mark *et al.* (1996), sugerem a aplicação da equação 3.7, para condições homogêneas de teto, a qual os autores avaliam como fundamental para a altura de carregamento de rocha apresentar a relação indicada na equação.

A partir do índice RMR, largura da escavação e peso específico das camadas rochosas do teto, Unal (1983), desenvolveu as equações, mostradas acima, as quais permitiram a construção de um guia destinado à seleção rápida das características do sistema suporte de teto em galerias e cruzamentos, cujo resultado é mostrado a seguir, nas (Tabela 19, Tabela 20, Tabela 21, Tabela 22 e Tabela 23).

Tabela 19 – Tabela de dimensionamento de suporte de teto em galerias com 6,0 metros de extensão.

Tabela de dimensionamento de suporte de teto para minas de carvão.

Largura da entrada: 20ft ou (6m).

Classe do maciço de teto	RMR	h_t (ft)	Especificações de suporte		Padrões alternativos de suporte		Especificações para postes
			Tirantes mecânicos	Tirantes resinados	Tirantes mecânicos/postes	Tirantes resinados/postes	
I Muito bom	90	2.0	L = 2.5ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{8}$ in C = 6.2 tons				
	80	4.0	L = 2.5ft S = 5x4.5 (ft) G = 60ksi (40ksi) $\varnothing = \frac{3}{4}$ in ($\frac{7}{8}$ in) C = 11.0 tons	L = 2.5ft S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 12.0 tons			
II Bom	70	6.0	L = 3.0ft S = 4x4 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 10.0 tons	L = 3.0ft S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 18.0 tons			
	60	8.0	L = 4.0ft S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{8}$ in C = 9.0 tons	L = 4.0ft S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 5.5$ in $Sp = 10$ ft
III Razoável	50	10.0	L = 5.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 8.0 tons	L = 4.0ft S = 5x4 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 6.5$ in $Sp = 10$ ft
	40	12.0	L = 6.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 7.0 tons	L = 4.0ft S = 4x4 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 6.5$ in $Sp = 7.5$ ft
IV Pobre	30	14.0	L = 7.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{8}$ in C = 6.0 tons	L = 5.0ft S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 12.0 tons			$\varnothing_p = 5.5$ in $Sp = 5$ ft
	20	16.0	L = 8.0ft S = 4x4.5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{8}$ in C = 5.0 tons	L = 5.0ft S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 12.0 tons			$\varnothing_p = 6.0$ in

L = Comprimento do tirante \varnothing = Diâmetro do tirante C = Capacidade do tirante \varnothing_p = Diâmetro do poste
S = Espaçamento entre tirantes G = Resistência do aço Sp = Espaçamento entre postes

Fonte: Bieniawski (1989) *apud* Unal (1983).

Tabela 20 - Tabela de dimensionamento de suporte de em galerias com 5,5 metros de extensão.

Tabela de dimensionamento de suporte de teto para minas de carvão.

Largura da entrada: 18ft ou (5.5m).

Classe do maciço de teto	RMR	h_t (ft)	Especificações de suporte		Padrões alternativos de suporte		Especificações para postes
			Tirantes mecânicos	Tirantes resinados	Tirantes mecânicos/postes	Tirantes resinados/postes	
I Muito bom	90	1.8	L = 2.5ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{8}$ in C = 6.2 tons				
	80	3.6	L = 2.5ft S = 5x5 (ft) G = 60ksi (40ksi) $\varnothing = \frac{3}{4}$ in ($\frac{7}{8}$ in) C = 11.0 tons				
II Bom	70	5.4	L = 3.0ft S = 4.5x4 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 10.0 tons	L = 2.5ft S = 4.5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 15.0 tons			
	60	7.2	L = 4.0ft S = 4.5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 9.0 tons	L = 3.0ft S = 4.5x4.5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 18.0 tons			$\varnothing_p = 4.0$ in Sp = 7.5ft
III Razoável	50	9.0	L = 5.0ft S = 4.5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 8.0 tons	L = 4.0ft S = 4.5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 5.5$ in Sp = 10ft
	40	10.8	L = 6.0ft S = 4.5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 7.0 tons	L = 4.0ft S = 4.5x4 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 5.0$ in Sp = 5.0ft
IV Pobre	30	12.6	L = 7.0ft S = 4.5x4.5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{8}$ in C = 6.0 tons	L = 4.0ft S = 4x4 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 5.0$ in Sp = 4.5ft
	20	14.4	L = 8.0ft S = 4.5x4 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{8}$ in C = 5.0 tons	L = 5.0ft S = 4x4 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1-1/4$ in C = 28.7 tons			$\varnothing_p = 5.0$ in Sp = 4.0ft

L = Comprimento do tirante

 \varnothing = Diâmetro do tirante

C = Capacidade do tirante

 \varnothing_p = Diâmetro do poste

S = Espaçamento entre tirantes

G = Resistência do aço

Sp = Espaçamento entre postes

Fonte: Bieniawski (1989) *apud* Unal (1983).

Tabela 21 - Tabela de dimensionamento de suporte em galerias com 5,0 metros de extensão.

Tabela de dimensionamento de suporte de teto para minas de carvão.							
Largura da entrada: 16ft ou (5.0m).							
Classe do maciço de teto	RMR	h_t (ft)	Especificações de suporte		Padrões alternativos de suporte		Especificações para postes
			Tirantes mecânicos	Tirantes resinados	Tirantes mecânicos/postes	Tirantes resinados/postes	
I Muito bom	90	1.5	L = 2.5ft S = 6x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 6.2 tons				
	80	3.2	L = 2.5ft S = 6x5 (ft) G = 60ksi (40ksi) $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 11.0 tons				
II Bom	70	4.8	L = 3.0ft S = 4x4.5 (ft) G = 60ksi (40ksi) $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 10.0 tons	L = 2.5ft S = 4x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 12.0 tons			
	60	6.4	L = 4.0ft S = 4x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 9.0 tons	L = 3.0ft S = 4x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 15.8 tons			$\varnothing_p = 4.0$ in $Sp = 10.0$ ft
III Razoável	50	8.0	L = 4.0ft S = 4x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 8.0 tons	L = 3.0ft S = 4x4.5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 18.0 tons			$\varnothing_p = 5.0$ in $Sp = 10$ ft
	40	9.6	L = 5.0ft S = 4x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 7.0 tons	L = 4.0ft S = 4x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 5.5$ in $Sp = 10.0$ ft
IV Pobre	30	11.2	L = 6.0ft S = 4x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 6.0 tons	L = 4.0ft S = 4x4.5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 4.5$ in $Sp = 5.0$ ft
	20	12.8	L = 7.0ft S = 4x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = \frac{3}{4}$ in C = 5.0 tons	L = 4.0ft S = 4x4 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons			$\varnothing_p = 5.0$ in $Sp = 5.0$ ft

L = Comprimento do tirante \varnothing = Diâmetro do tirante C = Capacidade do tirante \varnothing_p = Diâmetro do poste
S = Espaçamento entre tirantes G = Resistência do aço Sp = Espaçamento entre postes

Fonte: Bieniawski (1989) apud Unal (1983).

Tabela 22 - Tabela de dimensionamento de suporte em cruzamentos de galerias. Galerias com 6,0 metros de extensão.

Tabela de dimensionamento de suporte de teto para minas de carvão.						
CRUZAMENTO ENTRE DUAS ENTRADAS						
Classe do maciço de teto	RMR	h_t (ft)	Especificações de suporte		Padrões alternativos de suporte	
			Tirantes mecânicos	Tirantes resinados	Tirantes mecânicos/postes	Tirantes resinados/postes
I Muito bom	90	2.8	L = 2.5ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = 3/4$ in C = 8.8 tons	L* = 3x3 (ft) S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = 3/4$ in C = 8.8 tons		
			80	5.7	L = 3.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = 5/8$ in C = 6.2 tons $\varnothing_p = 5.0$ in	L* = 4x4 (ft) S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 1.0$ in C = 23.7 tons
II Bom	70	8.5			L = 5.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = 3/4$ in C = 8.8 tons $\varnothing_p = 5.0$ in	L* = 3x5 (ft) S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 3/4$ in C = 13.2 tons $\varnothing_p = 4.5$ in
			60	11.3	L = 6.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi $\varnothing = 3/4$ in C = 8.8 tons $\varnothing_p = 6.0$ in	L* = 3.5x6 (ft) S = 5x5 (ft) G = 60ksi $\varnothing = 3/4$ in C = 13.2 tons $\varnothing_p = 5.5$ in

L = Comprimento do tirante \varnothing = Diâmetro do tirante C = Capacidade do tirante L* = Comprimento de resina/
S = Espaçamento entre tirantes G = Resistência do aço \varnothing_p = Diâmetro do poste Comprimento do tirante

Fonte: Bieniawski (1989) *apud* Unal (1983).

Tabela 23 - Tabela de dimensionamento de suporte em cruzamentos de galerias. Galerias com 6,0 metros de extensão.

Tabela de dimensionamento de suporte de teto para minas de carvão.						
CRUZAMENTO ENTRE DUAS ENTRADAS						
Largura da entrada: 20ft ou (6.0m).						
Classe do maciço de teto	RMR	h _t (ft)	Especificações de suporte		Padrões alternativos de suporte	
			Tirantes mecânicos	Tirantes resinados	Tirantes mecânicos/postes	Tirantes resinados/postes
III Razoável	50	14.2	L = 7.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi Ø = 5/8 in C = 6.2 tons Ø _p = 7.0in	L* = 3.5x6 (ft) S = 5x5 (ft) G = 60ksi Ø = 3/4 in C = 13.2 tons Ø _p = 6.5in		
			L = 9.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi Ø = 5/8 in C = 6.2 tons Ø _p = 5.5in	L* = 3.5x7 (ft) S = 5x5 (ft) G = 40ksi Ø = 1.0 in C = 15.8 tons Ø _p = 7.0in		
IV Pobre	30	19.8	L = 10.0ft S = 5x5 (ft) G = 40ksi Ø = 5/8 in C = 6.0 tons Ø _p = 6.0in	L* = 4.5x8 (ft) S = 5x5 (ft) G = 60ksi Ø = 1.0 in C = 23.7 tons Ø _p = 7.0in		
			L = 12.0ft S = 5x4 (ft) G = 40ksi Ø = 3/8 in C = 5.0 tons Ø _p = 6.5in	L* = 5x8 (ft) S = 5x4 (ft) G = 60ksi Ø = 1.0 in C = 23.7 tons Ø _p = 7.0in		

L = Comprimento do tirante Ø = Diâmetro do tirante C = Capacidade do tirante L* = Comprimento de resina/
S = Espaçamento entre tirantes G = Resistência do aço Ø_p = Diâmetro do poste Comprimento do tirante

Fonte: Bieniawski (1989) *apud* Unal (1983).

Bieniawski (1987) desenvolveu uma equação dirigida à estimativa do espaçamento entre tirantes (S), em função da sua capacidade de carga (Cb), e que emprega um fator de segurança de 1.7 (equação 3.8). A capacidade de carga por tirante (C), em função do diâmetro (D) e da resistência do aço, utilizado na sua fabricação, pode ser determinada a partir da equação 3.9.

$$S = \frac{\sqrt{0.6Cb}}{\gamma h_t} \quad \text{equação (3.8)}$$

$$C = \left(\frac{\pi}{4}\right) GD^2 \quad \text{equação (3.9)}$$

3.2 COAL MINE ROOF RATING (CMRR)

A classificação geomecânica CMRR foi desenvolvida exclusivamente para a caracterização de maciços rochosos sedimentares, que tipicamente ocorrem associados a depósitos de carvão mineral.

Desenvolvida pelo *U.S Bureau of Mines* (Molinda e Mark, 1993 e 1994; Mark *et al.*, 1996; Mark *et al.*, 2002; Mark *et al.*, 2003; Mark *et al.*, 2005 & Mark *et al.*, 2007), a classificação CMRR representa uma ferramenta, que visa quantificar a competência estrutural da sequência de teto de uma mina de carvão, a partir de informações geológicas e geotécnicas, coletadas em subsolo (frentes de escavação e anfiteatros de ruptura), tendo em vista sua aplicação final no dimensionamento de pilares e seleção do sistema de suporte de teto.

Semelhante às demais classificações geomecânicas, esse sistema parte da premissa, que a competência estrutural do maciço rochoso é condicionada pelas características de suas descontinuidades, e a qualidade dessas estruturas, representam o fator principal na redução da sua resistência.

O objetivo principal da metodologia CMRR é identificar os fatores litológicos e geotécnicos, os quais controlam a competência estrutural do teto de uma galeria, e avaliá-los, de acordo com sua influência na resistência do maciço rochoso. A avaliação de tais fatores é realizada nas unidades litológicas, situadas dentro do intervalo de ancoragem do tirante, e o somatório desses índices, resulta em um peso final, na escala de (0 a 100), semelhante ao formato, já empregado na classificação RMR.

Em 1996, foi lançada a versão do sistema CMRR, dirigida a classificação geomecânica de testemunhos de sondagem (Mark *et al.*, 1996; Mark *et al.*, 2002 e 2003) que, em relação à versão pioneira, publicada em (1993), e aplicada, exclusivamente, em exposições subterrâneas, apresentou algumas modificações, tais como: a inclusão do índice RQD, na avaliação da intensidade de descontinuidades e a incorporação dos testes de: carga pontual axial, na avaliação da resistência a compressão da rocha e do teste de carga pontual diametral, na estimativa da resistência ao cisalhamento das descontinuidades.

A metodologia CMRR, divide a avaliação dos parâmetros geotécnicos em dois grupos: o primeiro, chamado de índice da unidade (*unit rating* - UR) considera as características individuais da rocha e de suas descontinuidades, e o segundo, chamado

de índice de teto (*roof rating*), avalia a competência estrutural da sequência de camadas rochosas (ou viga), situada no intervalo de ancoragem do tirante.

3.2.1 COLETA DE DADOS E CÁLCULO DO CMRR

As informações necessárias para aplicação da classificação CMRR, podem ser obtidas a partir de exposições subterrâneas, tais como: frentes de escavação, antigos anfiteatros de ruptura e realces de teto ou a partir de testemunhos de sondagem geotécnica ou exploratória.

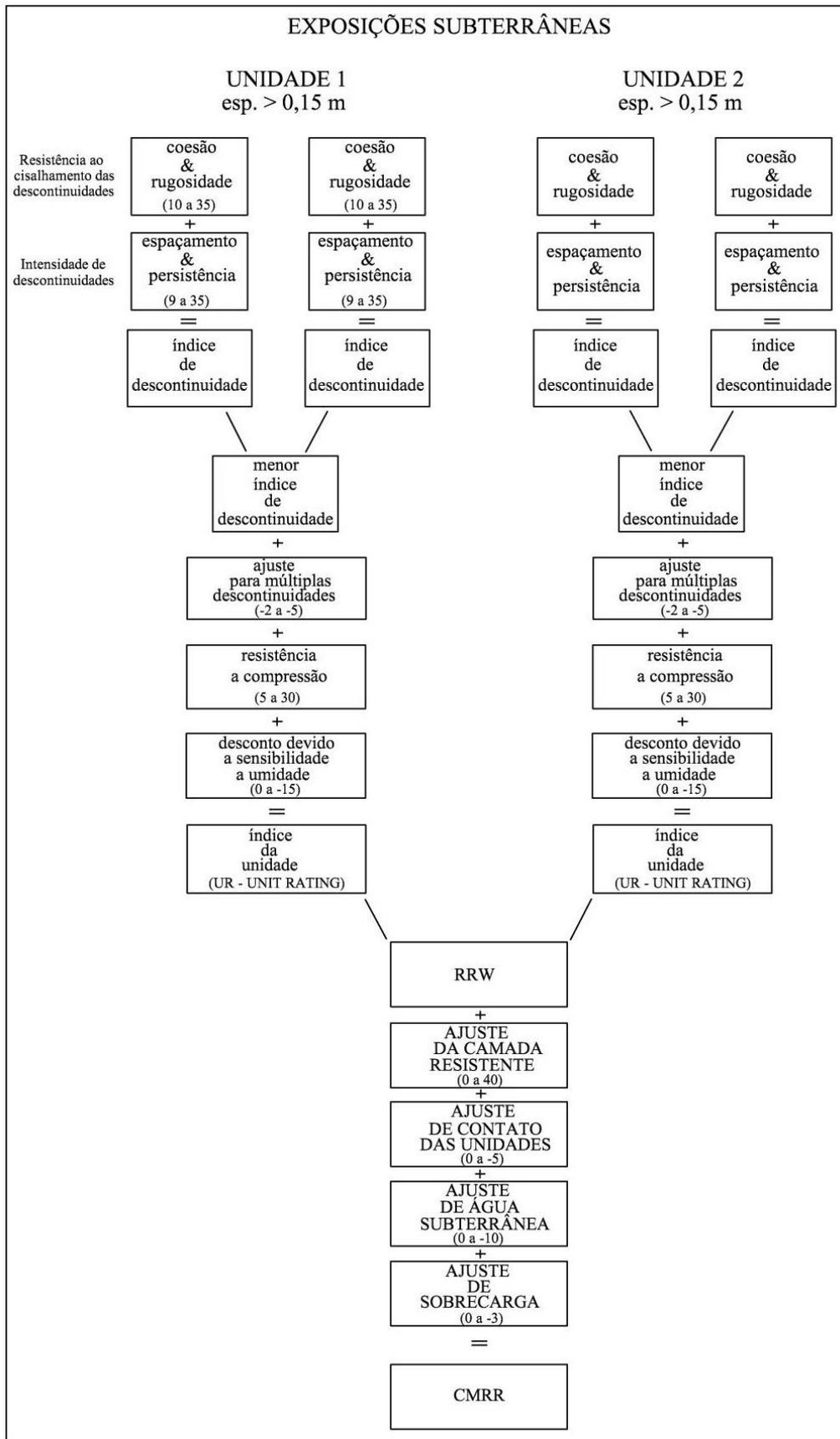
Em ambos os casos, primeiramente, o teto imediato da mina deve ser dividido em unidades estruturais, que, individualmente, podem ser representadas por uma única camada litológica ou por uma sequência de camadas finas, agrupadas, seguindo critérios de semelhança em suas propriedades físicas, geológicas e estruturais, formando um único intervalo distinto, o qual deve apresentar no mínimo 15 cm de espessura. A adoção de uma espessura mínima, para representação de uma unidade, segundo (Molinda *et al.* 1993 e 1994), deve-se ao fato de que unidades pouco espessas ou menores que 15 centímetros, dificilmente influenciam na competência estrutural do intervalo de teto, ancorado pelo chumbador.

Com a etapa de definição das unidades já concluída, um segundo passo na classificação CMRR, consiste na determinação do índice da unidade (*unit rating* - UR), estimado a partir da avaliação das características da rocha e de suas descontinuidades, que deverão ser analisadas de forma individual em cada unidade.

Por fim, o CMRR é determinado através do somatório de todos os índices de unidade (UR) situados dentro do intervalo de ancoragem do tirante, e ponderados de acordo com sua espessura, seguido da aplicação de fatores de ajuste apropriados. Este último passo é comum a ambas as versões da metodologia de classificação CMRR.

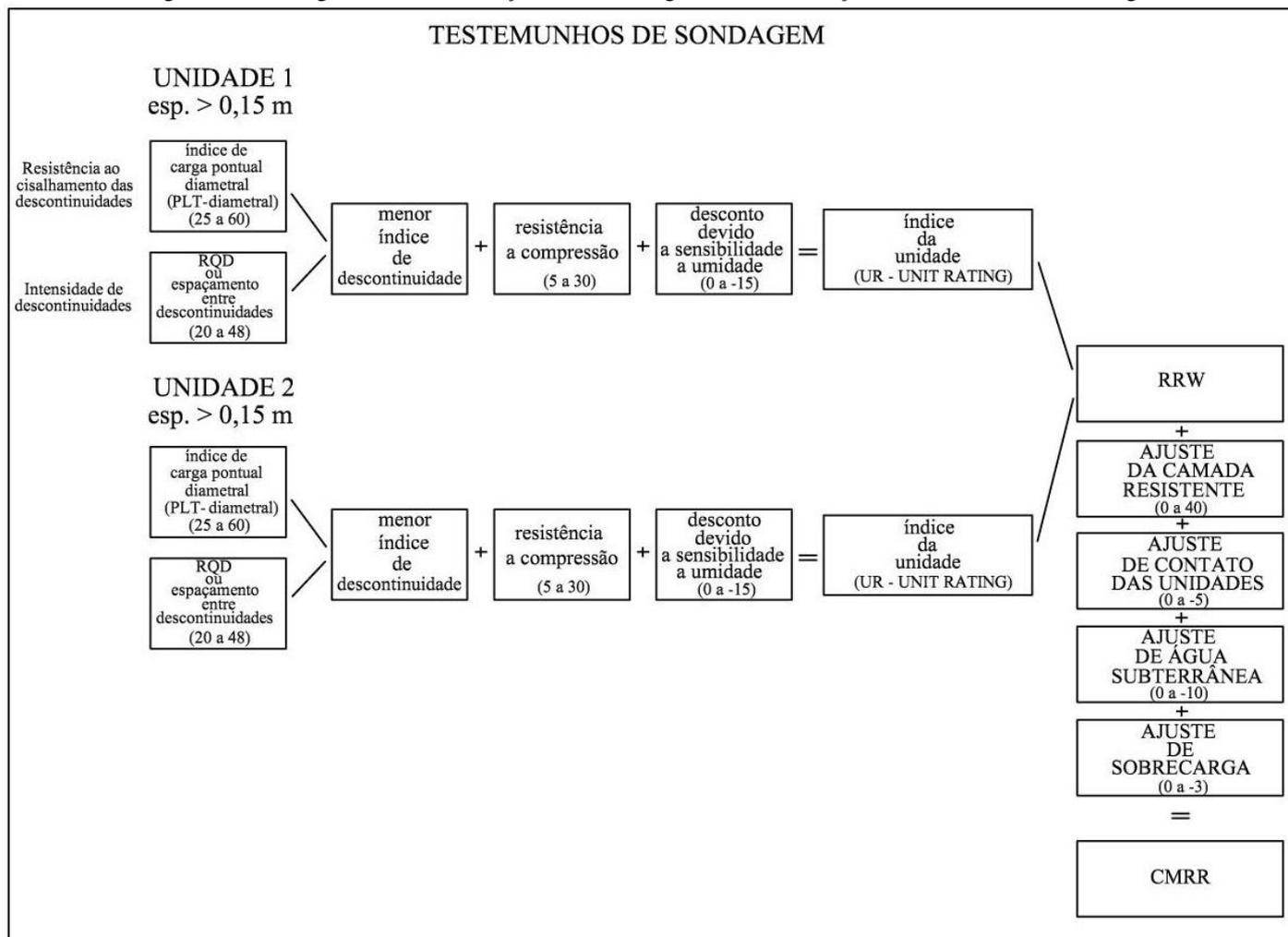
A seguir, nas (Figura 49 e Figura 50), são apresentados fluxogramas de aplicação da classificação CMRR, juntamente com os parâmetros de caracterização empregados nas versões do sistema, dirigidas a exposições subterrâneas e a testemunhos de sondagem.

Figura 49 - Fluxograma da classificação CMRR, dirigido à caracterização de exposições subterrâneas (frentes de escavação; anfiteatros de ruptura).



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2007).

Figura 50 - Fluxograma da classificação CMRR, dirigido à caracterização de testemunhos de sondagem.



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2007).

Os parâmetros do maciço rochoso avaliados na classificação CMRR, dirigida a exposições subterrâneas, são os seguintes (Molinda *et al.* 1993 e 1994):

- Número de unidades geotécnicas situadas no intervalo de ancoragem do tirante e suas espessuras;
- Resistência à compressão uniaxial da rocha (estimada com auxílio do martelo de ponta redonda);
- Coesão e rugosidade (estimadas com auxílio do martelo e talhadeira), que avaliam a resistência ao cisalhamento do acamamento e demais descontinuidades;
- Espaçamento e persistência, que avaliam a intensidade do acamamento e demais descontinuidades;
- Presença de múltiplas descontinuidades;

- Sensibilidade à umidade da rocha (estimada através do teste de imersão);
- Presença de uma camada competente no intervalo de ancoragem do tirante;
- Número de contatos entre unidades;
- Presença de água no maciço; e
- Sobrecarga exercida por camadas fracas situadas acima do horizonte rochoso ancorado pelo tirante.

Para a classificação geomecânica CMRR, direcionada a testemunhos de sondagem, os parâmetros a serem avaliados são os seguintes (Mark *et al.*, 1996, 2002, 2003, 2005 e 2007):

- Número de unidades geotécnicas situadas no intervalo de ancoragem do tirante e suas espessuras;
- Resistência à compressão da rocha (por meio de ensaio de laboratório) ou índice de carga pontual;
- RQD ou espaçamento médio entre descontinuidades;
- Índice de carga pontual diametral;
- Sensibilidade à umidade da rocha (estimada através do teste de imersão);
- Presença de uma camada competente no intervalo de ancoragem do chumbador;
- Número de contatos entre unidades;
- Presença de água no maciço; e
- Sobrecarga exercida por camadas fracas situadas acima do pacote rochoso ancorado pelo tirante.

Os procedimentos de coleta de informações e cálculo do CMRR, em sua versão dirigida a frentes de escavação, permanecem essencialmente os mesmos, desde sua proposição inicial, em 1993 (Molinda *et al.*, 1993)

Os métodos para determinação do índice CMRR a partir de testemunhos de sondagem, originalmente publicados em 1996 (Mark *et al.*, 1996), foram posteriormente simplificados e atualizados, de acordo com novas pesquisas desenvolvidas por Mark *et al.* (2002, 2003).

Com o desenvolvimento de um *software*, produzido pela (NIOSH - *National Institute for Occupational Safety and Health*), dirigido a ambas as versões do sistema de classificação, o cálculo do CMRR tornou-se simplificado. Esse aplicativo pode ser

adquirido gratuitamente, no *site* do NIOSH, cujo endereço eletrônico é: (<https://www.cdc.gov/niosh/>).

A seguir, serão discutidos individualmente os parâmetros de entrada utilizados nas versões da classificação geomecânica CMRR, dirigidas a frentes de escavação e a testemunhos de sondagem.

(1) Resistência à compressão uniaxial (UCS): A resistência da rocha influencia em diversos aspectos, na competência do teto de uma galeria. Entre inúmeras ingerências, destaca-se o controle da facilidade do desenvolvimento de novas descontinuidades (em oposição ao movimento de descontinuidades pré-existentes) (Mark *et al.*, 2007).

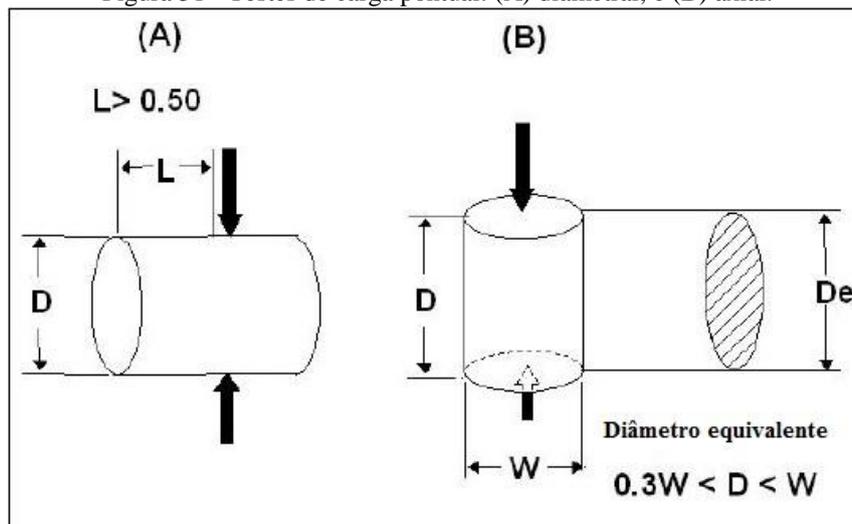
O índice de avaliação máximo, destinado à resistência a compressão uniaxial, em ambas as versões da classificação CMRR (exposições subterrâneas e testemunhos de sondagem), é de trinta pontos, peso este, que representa o dobro do atribuído a esse mesmo parâmetro, na classificação geomecânica RMR, em sua última versão (Bieniawski, 1989).

O teste laboratorial representa o procedimento padrão para determinação da resistência a compressão uniaxial (UCS), porém, infelizmente, tais testes apresentam custo elevado, devido aos procedimentos de preparação que antecedem sua realização. Outro fato a ser considerado é a elevada variabilidade dos resultados obtidos, que conforme Rusnak & Mark (2000), podem apresentar dispersão (ou desvio padrão), com variações de valores, que atingem até 30% do valor médio de resistência da rocha.

Como alternativa, para determinação da resistência a compressão uniaxial de uma rocha, a classificação CMRR, recomenda o teste de carga pontual (PLT - *Point Load Test*), administrado em testemunhos de sondagem. De acordo com Hoek (1977), o índice (PLT), tem sido aceito por mais de trinta anos na área de geotecnia, e uma de suas vantagens é a administração de um grande número de testes, devido a representar um procedimento simples, rápido e de baixo custo, onde o equipamento, além de razoavelmente barato, pode ser facilmente transportado até a frente de serviço.

Outra vantagem do PLT é que, além do ensaio axial, o diametral, também pode ser administrado em testemunhos de sondagem (Figura 51).

Figura 51 - Testes de carga pontual: (A) diametral; e (B) axial.



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2007).

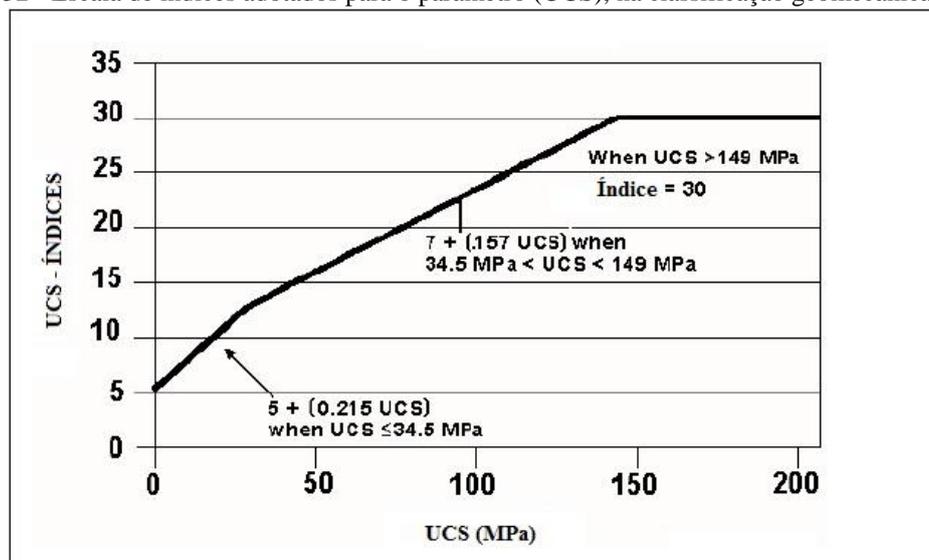
Quando o índice de carga pontual axial (PLT) é empregado na estimativa da resistência de compressão uniaxial (UCS), o resultado ou índice de carga pontual (I_{S50}) é convertido a (UCS), com auxílio da equação 3.10, onde (K), representa o fator de conversão.

$$UCS = K (I_{S50}) \quad \text{equação (3.10)}$$

Por meio de uma pesquisa abrangente, desenvolvida por Rusnak e Mark (2000), envolvendo mais de 10.000 testes PLT, administrados em rochas sedimentares, associadas a depósitos de carvão, provenientes de seis estados americanos, foi estabelecido que o fator de conversão ($K=21$), ajusta-se satisfatoriamente ao intervalo de diferentes tipos de rocha e regiões, consideradas no referido estudo. Além disso, nesse mesmo trabalho foi apontado, que a variabilidade da população de medidas de índices PLT (axial), determinada pelo desvio padrão, não é superior a obtida em ensaios de resistência à compressão uniaxial (UCS).

A escala de índices de avaliação, atribuída ao parâmetro de resistência à compressão uniaxial (UCS), na classificação geomecânica CMRR é exibida, a seguir na Figura 52.

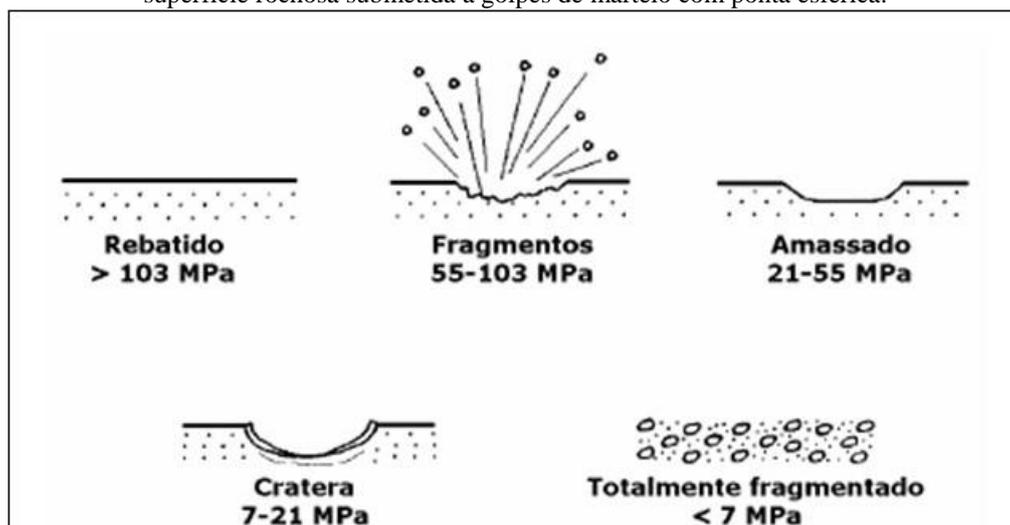
Figura 52 - Escala de índices adotados para o parâmetro (UCS), na classificação geomecânica CMRR.



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2007).

A versão da classificação geomecânica CMRR, destinada à caracterização de frentes de escavação, emprega o teste de endentação, proposto por Molinda & Mark (1994) *apud* Williamson (1984), na estimativa da resistência a compressão uniaxial (UCS). Neste teste, a face exposta da rocha é submetida a golpes com martelo de ponta esférica e as características, resultantes desse impacto, são comparadas com as ilustrações mostradas a seguir, na Figura 53.

Figura 53 - Estimativa empírica da resistência à compressão uniaxial, através das características da superfície rochosa submetida a golpes de martelo com ponta esférica.



Fonte: Modificado de Molinda & Mark (1994).

Após o enquadramento da superfície testada, em um dos formatos exibidos na Figura 53, a Tabela 24 deve ser utilizada na definição do índice a ser empregado no cálculo do CMRR.

Tabela 24 – Intervalo de índices empregados na avaliação da resistência da rocha.

Resistência (MPa)	Índice
> 103	30
55 a 103	22
21 a 55	15
7 a 21	10
<7	5

Fonte: Molinda & Mark (1994).

(2) Intensidade de descontinuidades: A intensidade de descontinuidades é determinada, através da avaliação do espaçamento entre superfícies (acamamento ou demais descontinuidades), em conjunto com a persistência, ou extensão, de cada uma dessas estruturas. Quanto mais próximo o espaçamento, entre famílias de descontinuidades, maior seu efeito, no enfraquecimento do maciço rochoso.

A seguir, na Tabela 25, é apresentada o intervalo de índices, adotado na avaliação do espaçamento e persistência das descontinuidades na classificação geomecânica CMRR, dirigida a caracterização de frentes de escavação. A tabela apresenta a pontuação atribuída a cada combinação de espaçamento e persistência de descontinuidades.

Tabela 25 – Intervalo de índices sugeridos a cada combinação de espaçamento e persistência de descontinuidades.

Persistência (m)	Espaçamento (m)				
	> 1,8	0,6 – 1,8	0,2 – 0,6	0,06 – 0,2	< 0,06
0,0 a 0,9	35	30	24	17	9
0,9 a 3,0	32	27	21	15	9
3,0 a 9,0	30	25	20	13	9
> 9,0	30	25	20	13	9

Nota: se a unidade não apresentar estratificação ou demais descontinuidades, entrar com índice = 35, no cálculo do CMRR.

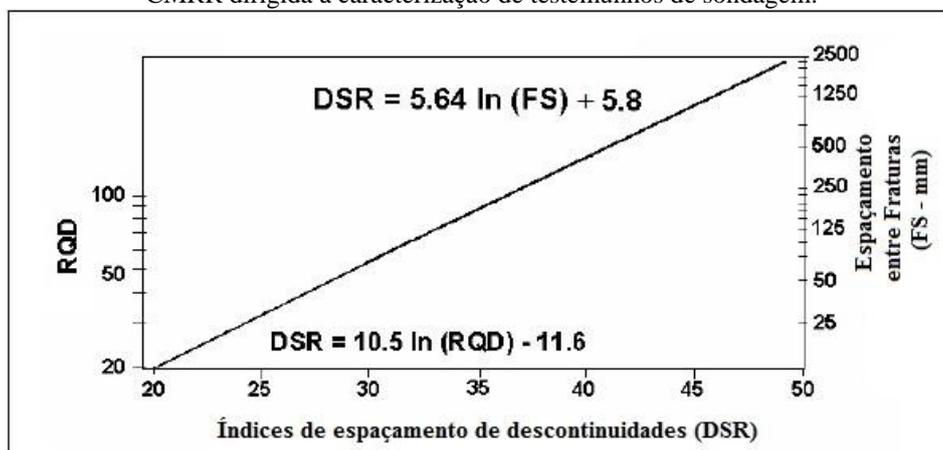
Fonte: Molinda & Mark (1994).

A maior parte dos procedimentos padronizados, utilizados na descrição geotécnica de testemunhos de sondagem, incorpora alguma metodologia de avaliação de quebras naturais, apresentadas em testemunhos recuperados. A classificação CMRR, em sua versão dirigida à caracterização de testemunhos de sondagem, sugere, para esse fim, o espaçamento entre fraturas e o RQD.

Conforme já relatado no item 3.1, do presente estudo, e pioneiramente proposto por Priest & Hudson (1976): em circunstâncias as quais o espaçamento entre fraturas é superior a 0,30m, o índice RQD, apresenta baixa sensibilidade na avaliação da intensidade de fraturas naturais no maciço rochoso. Nesse caso, o parâmetro espaçamento médio entre fraturas deve ser utilizado diretamente. Por outro lado, em situações as quais os testemunhos de sondagem, apresentam muitas quebras ou perdas (intervalos de baixa recuperação), o RQD, parece ser o parâmetro de medida mais adequado.

As equações apresentadas, logo abaixo, na Figura 54, são dirigidas ao cálculo do índice de espaçamento de descontinuidades (DSR - *Discontinuity Spacing Rating*), em testemunhos de sondagem, através do RQD ou espaçamento médio entre fraturas. O peso mínimo e máximo, atribuído ao (DSR) é de, respectivamente, 20 e 48 pontos.

Figura 54 - Escala de pesos atribuídos aos parâmetros RQD e espaçamento entre fraturas, na classificação CMRR dirigida à caracterização de testemunhos de sondagem.



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2007).

(3) Resistência ao cisalhamento de descontinuidades: Em sequências de rochas sedimentares, associadas a camadas de carvão, a resistência ao cisalhamento do plano de estratificação, representa um parâmetro crítico no controle da estabilidade do teto de uma mina subterrânea, já que, tais rochas podem apresentar proporção, entre resistência diametral (ou paralela)/resistência axial, no intervalo de 4 a 6, sendo essa condição,

atribuída geralmente a rochas com elevada anisotropia e alto conteúdo em argilas (Mark e Molinda, 1996).

Na versão do sistema CMRR, direcionada a caracterização de frentes de escavação, a coesão da superfície de estratificação é avaliada com auxílio do martelo e talhadeira, os quais são utilizados na separação de amostras de rocha, ao longo dos planos de descontinuidade (Tabela 26). Superfícies frágeis e pouco coesivas requerem poucos golpes de martelo e talhadeira para sua segmentação ser efetivada.

Esse parâmetro, também pode ser estimado, através da observação das características da parede de descontinuidade em rupturas de teto. Superfícies espelhadas e com aspecto lustroso (*slickensided*) representam estruturas já movimentadas, sendo assim, recebem índice mínimo de avaliação para o parâmetro coesão (Tabela 26).

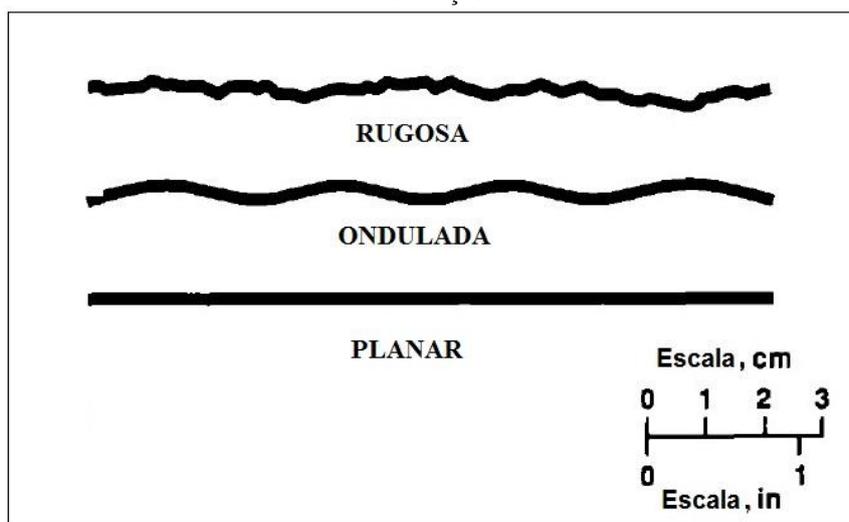
Tabela 26 - Graus de coesão da superfície de descontinuidade, considerando o número de golpes com martelo e talhadeira necessários para sua separação.

Resistente	Moderada	Fraca	Espelhada
(>7)	(4-7)	(1-3)	(0)

Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2007).

A rugosidade ao longo do plano de descontinuidade representa outro componente da resistência ao cisalhamento de uma superfície de fraqueza. Na classificação geomecânica CMRR, a rugosidade da superfície de descontinuidade é estimada visualmente, e classificada como: rugosa, ondulada ou planar, utilizando o sistema pioneiramente proposto por Barton *et al.* (1974) e mostrado a seguir, na Figura 55.

Figura 55 - Guia para classificação visual da rugosidade da superfície de descontinuidade em frentes de escavação.



Fonte: Modificado de Molinda & Mark (1994).

A classificação CMRR parte da premissa, que a rugosidade de uma superfície tem influência significativa em sua resistência ao cisalhamento, apenas quando sua coesão, situa-se na faixa intermediária ou moderada (Tabela 27).

Tabela 27 – Índices de avaliação combinada dos parâmetros coesão e rugosidade.

Rugosidade	Coesão			
	Forte	Moderada	Fraca	Espelhada
Rugosa	35	29	24	10
Ondulada	35	27	20	10
Planar	35	25	16	10

Nota: se a unidade não apresentar estratificações ou demais descontinuidades, aplicar o teste na rocha intacta. Coesão elevada implica que a descontinuidade não exerce efeito enfraquecedor sobre a rocha.

Fonte: Modificado de Molinda & Mark (1994).

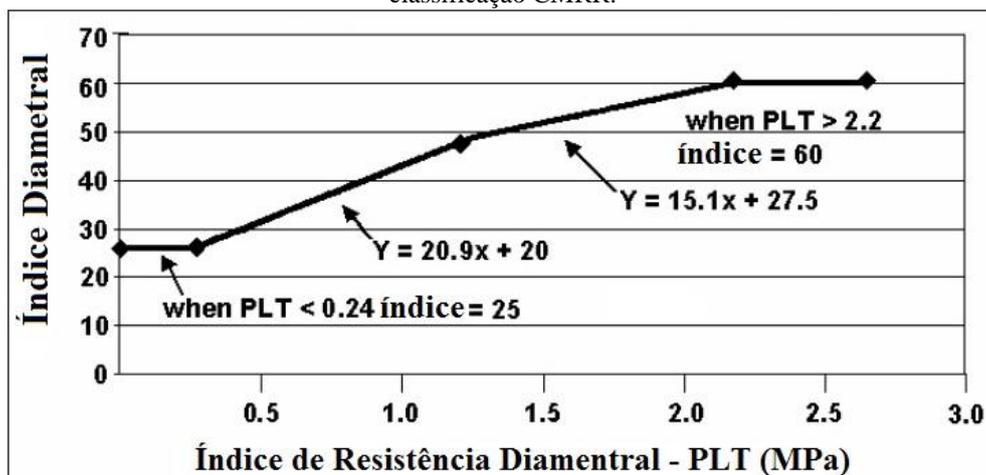
Quando testemunhos de sondagem encontram-se disponíveis, testes de resistência também podem ser conduzidos. O ensaio de carga pontual diametral (PLT-diametral) representa um teste de índice, simples e prático, que atua no sistema de classificação CMRR, como um substituto do ensaio de cisalhamento direto, na determinação da resistência ao cisalhamento de planos de estratificação e demais descontinuidades.

Em razão do desconhecimento da relação exata entre a resistência ao cisalhamento do plano de estratificação e o índice PLT-diametral, e como parece improvável, que o mesmo fator de conversão ($K=21$), utilizado na conversão do índice PLT-axial em

(UCS), se aplique, a classificação CMRR utiliza diretamente o resultado do ensaio de carga diametral na estimativa do seu índice final.

A seguir, na Figura 56 é apresentada a escala de índices de avaliação de resistência diametral, empregados na classificação CMRR, em sua versão dirigida à caracterização de testemunhos de sondagem.

Figura 56 – Escala de pesos atribuídos à resistência diametral, em função do índice (PLT-diametral), na classificação CMRR.



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2007).

Caso os resultados obtidos no teste de carga pontual diametral revelem que as superfícies de descontinuidade, apresentam baixa resistência, seria irracional conceder a essa rocha, índice de avaliação elevado ao parâmetro espaçamento entre fraturas. Na verdade, tanto o espaçamento quanto o RQD, avaliam a resistência das superfícies de descontinuidade, já que, planos de descontinuidade resistentes, geralmente podem suportar a severidade do processo de perfuração, enquanto, estruturas fracas normalmente são separadas nesse processo.

Portanto, na classificação CMRR dirigida à caracterização de testemunhos de sondagem, o índice final atribuído às descontinuidades, representa o menor, entre a resistência diametral (PLT-diametral) (Figura 56) e o espaçamento de descontinuidades (DSR) (Figura 54).

(4) Desconto devido à degradação do maciço: A degradação ou intemperismo representa um processo dependente do fator tempo, sendo assim, é necessário um prazo extenso de contato do ar úmido da mina com a rocha para sua resistência ser afetada. Portanto, pode não ser adequada a aplicação do desconto, devido à sensibilidade à umidade da rocha, em escavações de uso temporário.

O teste de sensibilidade à umidade, também conhecido como teste de imersão (Sickler, 1986), é realizado com o objetivo de avaliar o grau de degradação de amostras de rocha, após permanecerem imersas em água durante 24 horas.

Na classificação geomecânica CMRR, a dedução máxima atribuída à sensibilidade a umidade, em unidade rochosa, é igual a 15 pontos.

A seguir, na Tabela 28, são listados: no lado esquerdo, graus de sensibilidade à umidade da rocha, e no lado direito, a escala de índices de avaliação, obtidos através do teste de imersão.

Tabela 28 - Índices de ajuste empregados na classificação CMRR, na avaliação da sensibilidade à umidade da rocha.

Sensibilidade	Índice
Não sensível	0
Levemente sensível	-3
Moderadamente sensível	-7
Muito sensível	-15

Nota: aplicar o ajuste somente quando a unidade sensível a umidade formar o teto imediato ou se água estiver escoando através do intervalo ancorado pelo tirante.

Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2002).

Um grande número unidades sedimentares associadas a depósitos de carvão, apresentam, além da estratificação (ou acamamento), outras descontinuidades, que podem ser representadas por falhas e fraturas. Por consideração a essa situação geológica, a classificação CMRR, emprega um ajuste atribuído à presença de múltiplas descontinuidades (Tabela 29), o qual pode reduzir, em até cinco pontos, o índice de avaliação da unidade (UR) (Molinda *et al.*, 1994).

Tabela 29 - Fatores de ajuste atribuídos à presença de múltiplas descontinuidades em uma unidade geotécnica.

Índice das duas famílias de descontinuidades menores que:	Fator de ajuste
30	-5
40	-4
50	-2

Fonte: Modificado de Molinda & Mark (1994).

Com todos os índices atribuídos a rocha e suas descontinuidades, determinados, o próximo passo da classificação geomecânica CMRR, representa a definição do índice de avaliação individual da unidade (UR).

Quando forem utilizadas informações provenientes de frentes de escavação, o cálculo do índice de unidade (UR) é realizado, conforme a equação abaixo:

- Índice de Unidade = índice de Resistência a Compressão (ver Figura 53 ou Tabela 24) + Índice de Intensidade de Descontinuidades (ver Tabela 25) + Índice de Resistência ao Cisalhamento de Descontinuidades (ver Tabela 27) + Ajuste para Múltiplas Descontinuidades (ver Tabela 29) + Desconto devido a Sensibilidade a Umidade (ver Tabela 28).

Caso os parâmetros associados à rocha e suas descontinuidades, forem obtidos a partir de testemunhos de sondagem, o cálculo do índice de unidade (UR) é determinado, conforme a equação abaixo:

- Índice de Unidade = índice de Resistência a Compressão (ver Figura 52) + Índice de Descontinuidades (ver Figura 54 e Figura 56) + Desconto devido a Sensibilidade a Umidade (ver Tabela 28).

Após a estimativa dos índices de avaliação individual das unidades (UR), conforme apontado anteriormente, o próximo passo no cálculo do CMRR, consiste na

determinação de um índice de qualidade, exclusivo e representativo da sequência de estratos rochosos que formam o teto da galeria.

O fator (RRW - *Roof Rating Weight*) representa o índice médio, considerando todas as unidades (UR), e suas respectivas espessuras, situadas dentro do intervalo ancorado pelo tirante.

Por fim, o índice CMRR é determinado, a partir da aplicação de alguns fatores de ajuste, sobre o (RRW) e comuns a ambas as versões do sistema CMRR, dirigidos a frentes de escavação e testemunhos de sondagem (Figura 49 e Figura 50), tais como: ajuste da camada resistente, ajuste de contato das unidades, ajuste de água subterrânea e ajuste de sobrecarga.

A seguir, serão abordados, individualmente, os parâmetros geotécnicos de ajuste, referidos acima, e propostos pela classificação geomecânica CMRR.

Muitos anos de experiência, adquiridos em minas subterrâneas de carvão, nos (USA), têm mostrado, que a competência estrutural do teto, considerando todas as unidades rochosas situadas dentro do intervalo ancorado pelo tirante é muitas vezes determinada pela qualidade da camada mais competente, situada dentro desse intervalo (Molinda *et al.*, 1994).

A aplicação do ajuste da camada competente (SBADJ – *Strong Bed Adjustment*) na metodologia CMRR, está amarrada a alguns fatores, entre eles:

- O contraste de competência, entre a unidade resistente (*strong bed*) e demais unidades estruturais situadas no intervalo de ancoragem do tirante. O índice de ajuste é mais acentuado, à medida, que a competência da camada resistente (UR-*strong bed*) é significativamente mais elevada, em relação ao índice de avaliação individual (UR) das demais unidades geotécnicas;
- A espessura da unidade competente. Para fornecer qualquer suporte adicional, de forma efetiva, à mesma, deve apresentar no mínimo trinta centímetros de espessura, sendo que o ajuste atinge seu valor máximo, em casos onde a camada resistente, apresenta pelo menos 1,2 metros de espessura; e
- O tirante deve obter no mínimo, trinta centímetros de ancoragem na camada competente, para esse ajuste ser considerado.

Na versão pioneira da classificação geomecânica CMRR, dirigida à caracterização de frentes de escavação (Molinda & Mark, 1993) o índice de ajuste da camada resistente, a ser aplicado, é estimado com auxílio de tabelas. Nesse caso, em um primeiro momento, através da Tabela 30, o fator de ajuste da unidade competente é determinado em função da sua espessura, em conjunto com a diferença de competência (SBD – *strong bed difference*), determina através da subtração entre o índice de unidade da camada resistente (UR- *strong bed*) e o (RRW). Para o ajuste da camada competente (SBADJ) ser considerado o resultado dessa operação, deve ser de, no mínimo 5 pontos (Tabela 30).

Por fim, e com auxílio da Tabela 31, o fator de ajuste da camada competente (SBADJ), obtido no passo anterior é reduzido, em função da espessura das demais unidades menos competentes, suspensas pelos tirantes.

Tabela 30 - Ajuste da camada competente.

Espessura da unidade competente (m)	Diferença de competência (SBD*)							
	5-9	10-14	15-19	20-24	25-29	30-34	35-40	>40
0,3 a 0,6	0	2	4	5	7	8	9	10
0,6 a 0,9	2	4	7	9	12	14	17	20
0,9 a 1,2	3	5	10	14	18	21	25	30
>1,2	4	8	13	18	23	28	34	40

* SBD: *Strong Bed Difference*.

Fonte: Modificado de Molinda & Mark (1994).

Tabela 31 - Fator de redução aplicado ao ajuste da camada competente (SBADJ), considerando a espessura da camada suspensa, menos competente.

Espessura da camada pouco competente	Fator multiplicador
0 a 0,9	1,0
0,9 a 1,8	0,7
>1,8	0,3

Fonte: Modificado de Molinda & Mark (1994).

Visando maior precisão e rapidez na estimativa SBADJ, Mark *et al.* (2003), desenvolveram a equação 3.11, mostrada a seguir, obtida por meio de regressão linear múltipla.

$$SBADJ = [(0.72*SBD*THSB) - 2.5] * [1 - (0.33*(THWR - 0.5))] \quad \text{equação (3.11)}$$

Onde:

- SBD (*Strong Bed Difference*) representa a diferença entre o índice de unidade (UR) da camada competente e o fator (RRW);
- THSB representa a espessura da camada competente (m); e
- THWR representa a espessura de rocha pouco competente, suspensa, a partir da camada competente (m).

O ajuste da camada competente (SBADJ) pode apresentar variação de 0% a 90% do (SBD). Outras regras que se aplicam, é que o máximo (THSB) que pode ser escrito, na referida equação, é de 1,20 metros e o intervalo admissível de (THWR) é de (0,5 metros a 2,6 metros).

O (THSB) também deve apresentar no mínimo, trinta centímetros de espessura, uma vez que a experiência demonstra que unidades pouco espessas não podem ser consideradas no reforço de teto, podendo, na realidade, enfraquecê-lo, devido ao efeito concentrador de tensões horizontais, exercido por camadas com baixa espessura (ou finas).

Concluindo, um fato importante a ser apontado e que, caso a camada competente encontre-se situada na porção superior do intervalo ancorado pelo chumbador, sua espessura total deve ser utilizada no cálculo do (SBADJ) (até um máximo de 1,2 metros).

Muitos colaboradores, que acompanham o dia-dia em subsolo, indicam que o teto da mina, o qual possui um grande número de contatos geológicos, apresenta competência inferior, àquele que consiste de um único tipo de rocha (Mark *et al.*, 2007 *apud* Karmis & Kane, 1984; Kester & Chugh, 1980).

Quando há uma mudança nos processos deposicionais e partículas sedimentares completamente diferentes são depositadas, geralmente, desenvolve-se um contato abrupto entre as unidades litológicas. Esse processo origina contatos relativamente

fracos, entre unidades, os quais, frequentemente, não são integralmente preservados em testemunhos de sondagem ou em anfiteatros de ruptura.

Em outros casos, os contatos entre unidades litológicas podem ser gradacionais e assim sendo, normalmente, não representam uma superfície de fraqueza.

Deste modo, as características de resistência de uma superfície de contato (coesão e rugosidade), devem ser observadas e apenas contatos fracos (ou abruptos), são considerados na aplicação do ajuste de contato entre unidades.

O desconto máximo, sugerido pelo sistema CMRR é de 5 pontos, recomendado para situações onde, mais do que 4 contatos fracos estão presentes, dentro do intervalo ancorado pelo tirante (Tabela 32).

Tabela 32 – Ajuste de contato entre unidades.

Número de contatos	Fator de ajuste
0	0
1 a 2	-2
3 a 4	-4
> 4	-5

Fonte: Modificado de Molinda & Mark (1994).

A presença de água subterrânea é mais frequente, em minas instaladas em baixa profundidade, particularmente abaixo de vales associados a drenagens, porém, também pode ser introduzida a partir de infiltrações, provenientes de minas abandonadas ou por fraturamento de aquíferos superficiais, durante o processo de extração mineral. Além disso, a água subterrânea pode ativar a sensibilidade à umidade das rochas e desenvolver rupturas por fraturamento hidráulico.

Assim, o sistema de classificação CMRR, recomenda um desconto máximo de até 10 pontos, para condições de fluxo excessivo de água subterrânea, através da sequência de estratos rochosos que formam o teto das galerias (Tabela 33).

Tabela 33 - Ajuste devido à presença de água.

Condição	Fator de ajuste
Seco	0
Levemente umedecido	-2
Gotejamento leve	-4
Gotejamento intenso	-7
Fluxo de água	-10

Fonte: Modificado de Molinda & Mark (1994).

A resistência das rochas que sobrepõem o intervalo ancorado pelos tirantes é somente considerada, quando as mesmas são significativamente mais fracas do que as unidades situadas dentro desse intervalo.

Em Molinda e Mark (1994), é apresentado um exemplo real, ocorrido em uma mina subterrânea de carvão, no oeste dos EUA, onde uma camada relativamente resistente de carvão, com 1,2 metros de espessura, é conservada no teto das galerias (*top coal*). Essa camada de carvão é sobreposta por um argilito, pouco resistente e com espessura de até 6,0 metros.

Uma vez que a referida camada de carvão necessita sustentar a sobrecarga (ou peso adicional) exercida pelo argilito pouco competente, conseqüentemente, sua estabilidade é reduzida. A classificação geomecânica CMRR, avalia a sobrecarga exercida por unidades pouco competentes, sobre o intervalo rochoso ancorado pelo tirante, com três pontos de desconto (Tabela 34).

Tabela 34 - Ajuste de sobrecarga.

Condição	Fator
Camada acima do intervalo atirantado possui a mesma resistência	0
Camada acima do intervalo atirantado é significativamente mais fraca	-3

Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2007).

Desta forma, diferentemente do sistema RMR, cuja versão pioneira foi apresentada em (Bieniawski, 1973), a classificação geomecânica CMRR, tanto em sua

versão dirigida a exposições subterrâneas (Molinda e Mark, 1993), quanto à direcionada a caracterização de testemunhos de sondagem (Mark e Molinda, 1996), com o transcorrer do tempo, sofreram poucas modificações, entre elas, destacam-se:

- Alteração no índice de desconto máximo, atribuído ao efeito da sensibilidade à umidade no maciço rochoso. Na versão pioneira (Molinda e Mark, 1993) a dedução máxima sugerida a esse fator é 25 pontos, valor, que segundo Mark *et al.* (2002), na prática, mostrou-se muito elevado e por esse motivo, os autores referidos reduziram a dedução máxima para 15 pontos.
- A versão inicial do sistema CMRR, dirigido a testemunhos de sondagem (Mark e Molinda, 1996), não sugeria quaisquer desconto devido ao efeito da sensibilidade à umidade do maciço rochoso, porém, a partir da revisão sofrida, por essa versão, em Mark *et al.* (2002), foi atribuído a esse parâmetro, desconto máximo de 15 pontos, empregado em circunstâncias onde o maciço apresenta-se muito sensível a umidade;
- Alteração do índice máximo de desconto, atribuído ao efeito de sobrecarga. O sistema CMRR, avalia o sobrepeso exercido por camadas de baixa resistência, sobre o intervalo ancorado pelo chumbador, com uma dedução máxima de até 5 pontos, sobre o valor do fator RRW (Molinda e Mark, 1993). Porém, com a atualização da versão do CMRR, dirigida a caracterização de testemunhos de sondagem (Mark *et al.*, 2002), foi padronizado o fator de dedução máximo de 3 pontos, a ser empregado em ambas versões da classificação; e
- Alteração do peso atribuído ao parâmetro índice de descontinuidades (*discontinuity rating*), que estima conjuntamente, a intensidade e a resistência ao cisalhamento das superfícies de fraqueza do maciço rochoso.
Até o ano de 2002, época na qual a versão inicial do sistema CMRR, dirigido a testemunhos de sondagem (Mark e Molinda, 1996) sofreu revisão, o índice máximo de avaliação atribuído a esses dois parâmetros em conjunto, era padronizado em 70 pontos, para ambas as versões da classificação. Porém, a partir da referida revisão (Mark *et al.* 2002), o índice de avaliação de descontinuidades foi reduzido significativamente, passando para 48 pontos (22

pontos de diferença). Esta mudança, realizada na versão desenvolvida para testemunhos de perfuração, acarretou em uma redução expressiva no sistema de avaliação atribuído a rochas competentes e maciças, de tal forma, que nesses casos, resultados mais conservadores são obtidos (Hill, 2007). Associado a esse fato, o autor referido relata, que de acordo com sua vasta experiência, tornou-se virtualmente impossível, obter um índice CMRR > 70 a partir dessa revisão.

3.2.2 PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO NO CÁLCULO DO CMRR

O programa de computador utilizado no cálculo do índice CMRR, foi originalmente criado Mark & Molinda, do extinto, *Bureau of Mines* Americano, atual (NIOSH - *National Institute for Occupational Safety and Health*), visando facilitar o armazenamento e processamento de informações geotécnicas coletadas em campo.

A versão do *software*, direcionada ao sistema operacional *Windows*, foi desenvolvida, por intermédio de um contrato do NIOSH, com a Universidade do Estado da Virginia e, atualmente, encontra-se na versão 2.1.03, revisada em agosto de 2013.

Informações coletadas em paredes de escavação (realces de teto e anfiteatros de ruptura) ou em testemunhos de sondagem podem ser inseridas e instantaneamente, após a realização de qualquer alteração, os cálculos são atualizados. Tal facilidade permite que o usuário realize ajustes em alguns fatores, como por exemplo, o comprimento do tirante, com a finalidade de verificar seu efeito no valor final do índice CMRR (Mark *et al.*, 2002).

Uma característica importante desse aplicativo computacional consiste em sua interface com o *software* AutoCad, a qual permite, que informações referentes a caracterização geomecânica, de até 200 pontos, possam ser inseridas e salvas em um único arquivo, o qual posteriormente, com auxílio do recurso de exportação para o ambiente AutoCad, permite a utilização de tais informações, em diversas etapas do desenvolvimento de uma mina.

A seguir, nas Figura 57 e Figura 58 são apresentadas telas de entrada do programa computacional, desenvolvido para o cálculo do índice CMRR, em suas variações, dirigida a afloramentos subterrâneos e a testemunhos de sondagem.

Figura 57 - Tela principal, onde são armazenados os parâmetros de entrada empregados na caracterização geomecânica do maciço, em paredes de escavação.

Underground Exposure Sheet unit: 1

Additional comments for unit: COAL

Strength index: 1.0 Rebounds

Number of discontinuities: 2

Discontinuity data

	Cohesion	Roughness	Spacing	Persistence	Description
Set 1	1.0 Strong	1.0 Jagged	1.0 >1.8 m	1.0 0-0.9 m	
Set 2	1.0 Strong	1.0 Jagged	1.0 >1.8 m	1.0 0-0.9 m	
Set 3					

Moisture sensitivity index: 1. Not Sensitive

Contact between unit 1 and 2: Sharp/weak Gradational

Contact description:

Buttons: Copy dialog image to clipboard, Print dialog, Help, Cancel, OK

Fonte: NIOSH (2013).

Figura 58 - Tela principal, onde são armazenados os parâmetros de entrada utilizados na caracterização geomecânica de maciços rochosos em testemunhos de sondagem.

Drill Core Sheet unit: 1

Additional comments for unit: COAL

Axial PLT

Number	Depth (m)	Is(50) (MPa)	UCS (MPa)
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0

Diametral PLT

Number	Depth (m)	Is(50) (MPa)
1	0	0
2	0	0
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0
7	0	0

Axial test parameters: Use table average UCS (MPa) [0] User defined UCS (MPa) [0]

Diametral test parameters: Use table average Is(50) (MPa) [0] User defined Is(50) (MPa) [0] No diametral PLT data available

Moisture sensitivity index: 1. Not Sensitive

Fracture intensity: RQD (%) [40] Fracture spacing (mm) No fractures observed

Contact between unit 1 and 2: Sharp/weak Gradational

Contact description:

Buttons: Copy dialog image to clipboard, Print dialog, Help, Cancel, OK

Fonte: NIOSH (2013).

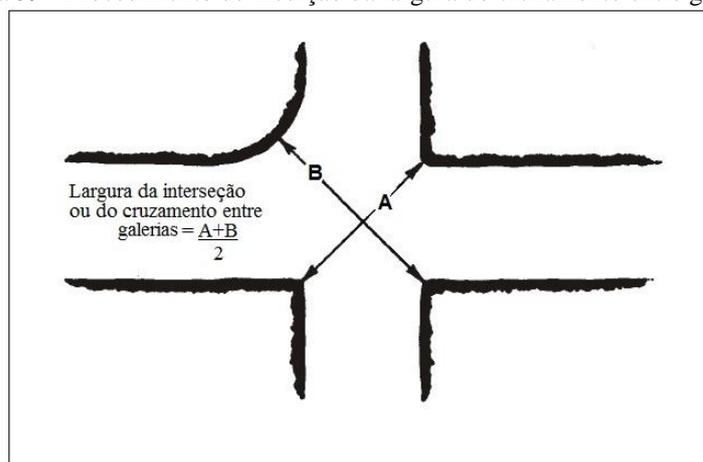
3.2.3 APLICAÇÃO DA CLASSIFICAÇÃO CMRR NA SELEÇÃO DO SISTEMA DE SUPORTE DE TETO

Um grande número de metodologias, destinadas ao dimensionamento de suporte de teto por chumbadores, tem sido propostas ao longo dos anos. Porém, nenhuma destas metodologias, obteve ampla aceitação na indústria do carvão (Mark, 2000). Na visão de (Molinda *et al.*, 2000), trata-se de um fato lamentável, uma vez que, a cada ano, mais de 1500 caimentos de teto ocorrem em minas subterrâneas de carvão americanas.

Para auxiliar no desenvolvimento de recomendações científicas, visando à seleção do sistema de suporte de teto por chumbadores o (*National Institute for Occupational Safety and Health* - NIOSH), conduziu um estudo estatístico, dirigido à avaliação do desempenho, desses dispositivos, em diversas minas de carvão americanas. Aproximadamente, 100 casos históricos foram coletados, em 37 minas, as quais utilizam uma grande variedade de tipos e padrões de chumbadores, dentro de uma ampla diversidade de ambientes geológicos. O desempenho do sistema de suporte foi medido, considerando o número de caimentos de teto ocorridos, no intervalo de 3000 m (10.000 ft) de galerias subterrâneas implantadas.

A análise dos resultados obtidos conduziu ao desenvolvimento de diretrizes, que podem ser utilizadas na estimativa preliminar do comprimento, capacidade e malha de chumbadores. Tais recomendações, baseiam-se na profundidade de cobertura, que correlaciona-se com o campo de tensões da competência do maciço rochoso, que forma o teto da mina (estimada a partir da classificação CMRR) e da largura do cruzamento entre galerias, determinada através da média do somatório das duas diagonais (Figura 59).

Figura 59 - Procedimento de medição da largura do cruzamento entre galerias.



Fonte: Modificado de Molinda *et al.* (2000).

As estimativas empíricas de suporte por chumbadores, desenvolvidas por Mark (2000), Mark *et al.* (2001) foram implementadas em um programa computacional, chamado (*Analysis of Roof Bolt Systems - ARBS*), pioneiramente desenvolvido pelo referido autor, e, cuja versão atual 2.5.02, atualizada em 2013, encontra-se disponível gratuitamente, no *site* do (*National Institute for Occupational Safety and Health - NIOSH*).

De acordo com Mark *et al.*(2001), a transição entre os mecanismos de reforço por suspensão e por efeito viga, depende, em alto grau, do nível de tensões a qual o maciço rochoso, que forma o teto da mina, encontra-se submetido. Portanto, a mesma unidade de teto, que apresenta características de auto-sustentação em um ambiente de baixa tensão, sob efeito de tensões elevadas, pode necessitar de reforço substancial. Os autores referidos também ressaltam que pesquisas conduzidas mundialmente, por diversos anos, demonstram que a magnitude de tensões horizontais, pode superar em até três vezes a tensão vertical.

Em escala mundial, são raros os episódios onde são apresentadas medidas de tensão horizontal (direção e magnitude), mensuradas em minas de carvão. No entanto, uma base de dados abrangente, coletada por Mark & Mucho (1994), em minas subterrâneas de carvão americanas, mostram uma forte correlação entre o aumento da profundidade e níveis mais elevados de tensão horizontal máxima.

Duas equações de regressão são exibidas a seguir: uma linear (equação 3.12) e outra logarítmica (equação 3.13), entretanto, (Mark *et al.*, 2001), sugerem a aplicação da equação logarítmica, uma vez que, o resultado de seus estudos sugere que o gradiente de tensões horizontais, tende a reduzir em profundidades mais elevadas.

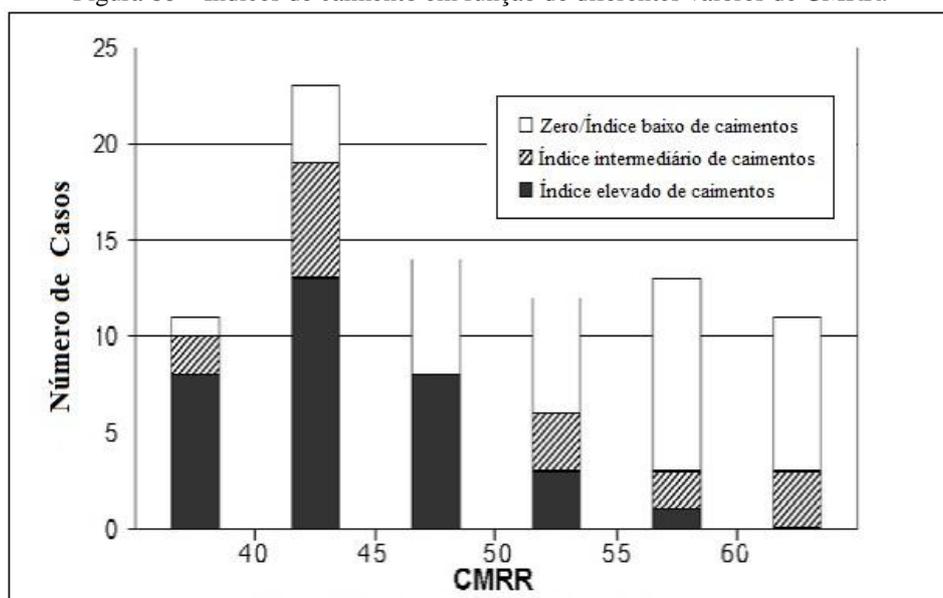
$$\sigma_H = 1.23H + 1306 \quad \text{equação (3.12)}$$

$$\sigma_H = 2250 \log_{10} (H) - 4075 \quad \text{equação (3.13)}$$

Mark *et al.* (2001), dividiram os casos históricos, utilizados na avaliação do desempenho de suportes de teto, em minas de carvão, em três categorias (Figura 60), descritas a seguir:

- Índice elevado de caimentos ou insucesso (mais que 1,5 quedas de teto por 3000 metros (10000 ft) de galerias implantadas);
- Índice intermediário de caimentos (entre 0.4 e 1.5 quedas de teto por 3000 metros (10000 ft) de galerias implantadas); e
- Índice baixo de caimentos ou sucesso (menos que 0.4 caimentos de teto por 3000 metros (10000 ft) de galerias implantadas).

Figura 60 – Índices de caimento em função de diferentes valores de CMRR.

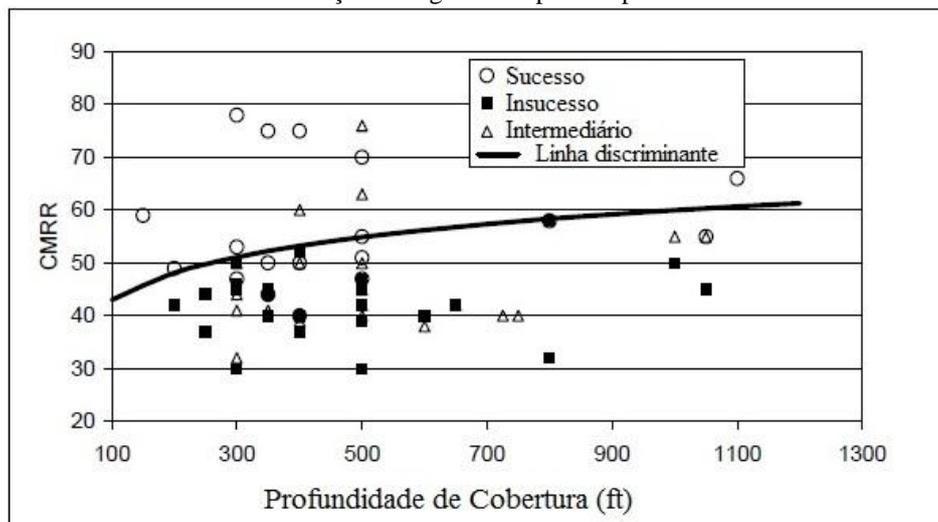


Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2001).

A partir da análise do histograma, apresentado logo acima, na Figura 60, torna-se claro que: galerias, que apresentam unidades litológicas de teto mais fracas, são mais propensas a enfrentar caimentos de teto. Quando o índice CMRR é inferior a 50, 29 casos históricos enquadram-se, na categoria de índice elevado de caimentos ou insucesso, enquanto, apenas 16 casos, posicionam-se na categoria de sucesso, com poucos caimentos. Quando o índice CMRR é 50 ou superior, as proporções modificam-se de maneira drástica, com casos históricos de sucesso, excedendo os de insucesso, em uma proporção de até 6 para 1 (Mark *et al.*, 2001).

A seguir, na Figura 61, é apresentado um gráfico, onde os casos históricos são registrados, em função da profundidade de cobertura (H) e da competência do intervalo rochoso de teto, ancorado pelo tirante (ou índice CMRR). Uma linha discriminante, representada pela equação de regressão logarítmica (equação 3.14), divide as informações coletadas em dois grupos.

Figura 61 – Mecanismos de reforço praticados, dentro do universo de casos históricos avaliados. Acima da linha discriminante, situam-se os regimes de suspensão/suporte de blocos e abaixo, estão os regimes de construção de viga e de suporte suplementar.



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2001).

$$\text{CMRR} = 21.6 + 11.5 (\log_{10} H)$$

equação (3.14)

Os casos históricos posicionados acima da linha divisória representam situações onde o teto é competente e encontra-se submetido a baixas magnitudes de tensão. Nessas condições, caimentos são raros e os chumbadores reforçam o teto das galerias, predominantemente, por suspensão ou por sustentação de blocos soltos.

Abaixo da linha discriminante, caimentos são bem mais comuns e a manutenção da estabilidade é claramente mais complexa. Isso se deve ao fato de que, neste setor, situam-se os casos em que o maciço rochoso de teto é pouco resistente e encontra-se submetido a um regime elevado de tensões. Nesse cenário, os tirantes atuam na construção de reforço por atrito (ou efeito viga), e, em situações extremas, são administrados sistemas de suporte suplementares.

Na sequência, serão apresentadas equações empíricas, onde a classificação CMRR, é aplicada na estimativa da largura sugerida nos cruzamentos entre galerias (média do somatório das duas diagonais), comprimento de tirantes e intensidade de suporte (sugerida e aplicada). As equações de dimensionamento são dirigidas, exclusivamente, a tetos fracos, onde os tirantes reforçam os estratos rochosos por atrito.

Depois do índice de avaliação CMRR (ou competência) e profundidade de cobertura, a dimensão da escavação, representa o próximo fator, com elevada importância, e que influencia diretamente na estabilidade do teto de uma mina.

apontam que a maior eficácia de tirantes mais longos é estatisticamente significativa ao nível de confiança de 98%. Com base nesses resultados, uma equação foi desenvolvida para servir como guia, na seleção do comprimento adequado do tirante (LB). A equação 3.16, mostrada a seguir, reúne os fatores considerados determinantes na definição do comprimento adequado do suporte, que, de acordo com Molinda *et al.* (2000), são representados por: largura da escavação, nível de tensões e qualidade ou competência das camadas rochas que formam o teto da mina.

$$LB = (Is/6.7) (\log_{10} H) ((100-CMRR)/100)^{1.5} \quad \text{equação (3.16)}$$

Nessa equação, (LB), representa o comprimento de chumbador exigido e (Is), à dimensão aplicada, nos cruzamentos entre galerias (média do somatório de suas diagonais, ft).

O segmento da expressão acima, que representa a qualidade ou competência da sequência de teto, $((100-CMRR)/100)^{1.5}$, baseia-se na relação originalmente proposta por Unal (1983), porém ajustada, buscando maximizar o efeito exercido por camadas rochosas pouco competentes (fracas).

No entanto, deve-se ter em mente, que uma boa ancoragem é necessária para garantir, que o comprimento integral do tirante, ancorado por coluna total em resina, esteja operando de forma satisfatória. Perfurações com paredes lisas e com diâmetros excedentes, seguida da aplicação de resina de baixa qualidade, podem reduzir o comprimento ativo do chumbador. Portanto, se dúvidas ocorrerem em relação à eficácia da ancoragem, testes de arrancamento devem ser ministrados, para identificação do problema, e assim, efetuar os ajustes necessários (Mark *et al.*, 2001).

A intensidade de suporte fornecida, por um sistema de tirantes é determinada, por (Mark *et al.*, 2001):

- Capacidade de carga individual dos tirantes;
- Densidade da malha de tirantes; e
- Comprimento dos tirantes.

Conforme já abordado anteriormente, a capacidade do tirante é estimada, em função do seu diâmetro (D), e da resistência do aço (G), empregado na sua fabricação, conforme mostrado na equação 3.9.

Uma vantagem evidente, proporcionada por chumbadores com resistência elevada, é sua maior capacidade de carga. Além desse benefício, tais dispositivos, também podem produzir maior confinamento no maciço e serem submetidos a quantidades mais elevadas de tensão de instalação.

Outro fator com elevada importância na intensidade de suporte provida por um sistema de tirantes, consiste na densidade da malha adotada, que representa o número de dispositivos instalados por linha e do espaçamento entre linhas.

Buscando a avaliação da carga de rocha, suportada pelo padrão de atirantamento empregado, (Molinda *et al.*, 2000), desenvolveram a equação 3.17, que inclui integralmente, os três fatores listados acima, onde a variável PRSUP (*Primary Roof Support*), representa a intensidade de suporte praticada.

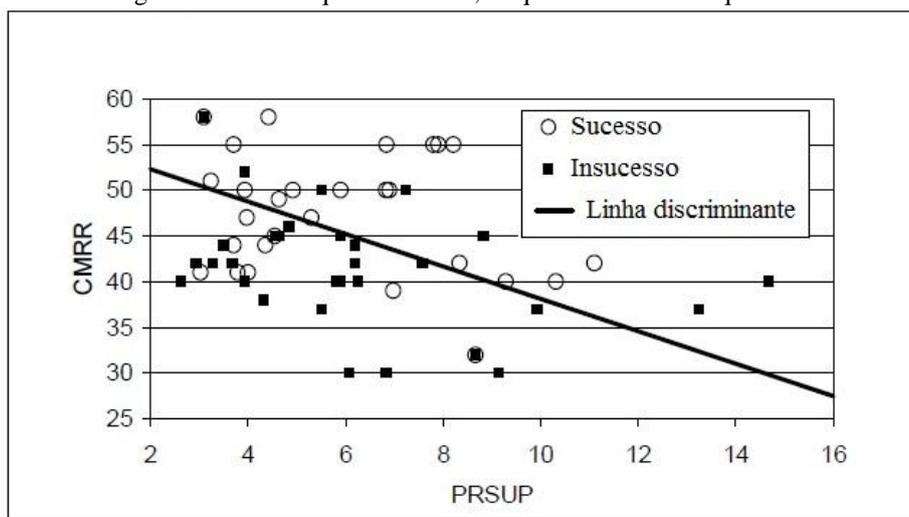
$$\text{PRSUP} = (L_B N_B C) / (S_B W_e) \quad \text{equação (3.17)}$$

Onde:

- PRSUP representa a intensidade ou carga suportada pelo padrão de atirantamento praticado (t/m);
- L_B = Comprimento do chumbador (m);
- N_B = Número de chumbadores por linha;
- C = Capacidade de carga do chumbador (t);
- S_B = Espaçamento entre linhas de chumbadores (m); e
- W_e = Largura da galeria (m).

O gráfico exibido a seguir, na Figura 63, demonstra que a intensidade de suporte primária de teto PRSUP (*Primary Roof Support*), necessária ou sugerida, cresce à medida que o valor do CMRR decresce. Essa previsão, conforme Mark *et al.* (2001), torna-se, ainda melhor, com a incorporação da profundidade de cobertura (H), conforme mostrado a seguir, na equação 3.18.

Figura 63 – Efeito do PRSUP nos índices de caimento de teto. Acima da linha discriminante o PRSUP, geralmente é adequado. Abaixo, frequentemente inadequado.



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2001).

$$\text{PRSUP}_G = (5.7 \log_{10}H) - 0.35\text{CMRR} + 6.5 \quad \text{equação (3.18)}$$

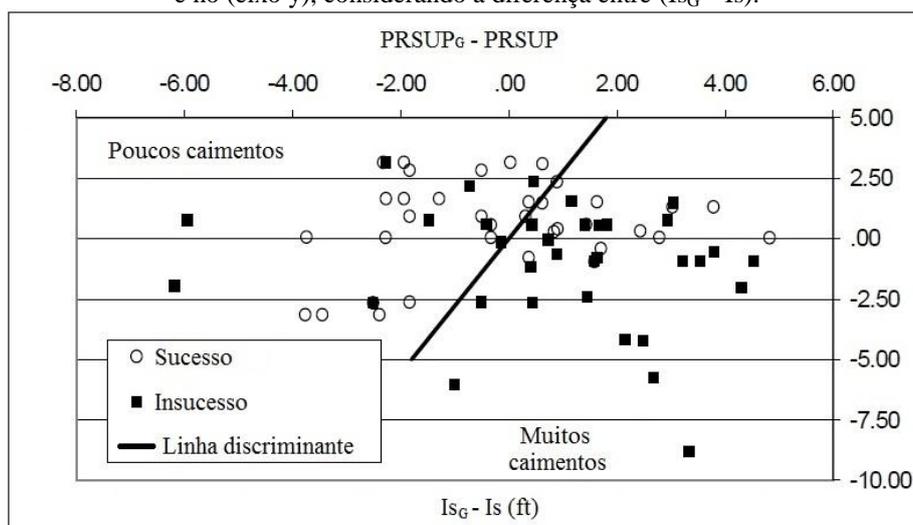
Na equação 3.18, PRSUP_G , representa o valor sugerido de PRSUP, em função da competência do maciço e da profundidade de cobertura (H).

A Figura 64 apresentada a seguir, demonstra o desempenho da metodologia empírica de projeto, dirigida à estimativa de suporte de teto representada pelas equações (3.13 a 3.18).

No eixo (x), do gráfico exibido na Figura 64, é representado a diferença entre o PRSUP_G (ou intensidade de suporte de teto sugerida) e a intensidade de suporte aplicada PRSUP. A diferença entre a largura sugerida nos cruzamento entre galerias (I_{sG}) e a aplicada (I_s), é representada, no eixo (y).

Portanto, um valor positivo no eixo (x), representa que a intensidade de suporte aplicada é inadequada, por outro lado, um valor negativo no eixo (y), sinaliza que a largura praticada nos cruzamentos entre galerias (média do somatório de suas diagonais) é muito extensa.

Figura 64 – Casos históricos inseridos no (eixo x), de acordo com a diferença entre $(PRSUP_G - PRSUP)$, e no (eixo y), considerando a diferença entre $(Is_G - Is)$.



Fonte: Modificado de Mark *et al.* (2001).

O gráfico apresentado na Figura 64, demonstra que os casos históricos, posicionados no quadrante superior esquerdo, representam cenários, onde a intensidade de suporte e a largura nos cruzamentos encontram-se adequadas. Já, no quadrante inferior direito, situam-se aqueles, que tanto a largura nos cruzamentos, quanto a intensidade de suporte são inadequadas.

Por fim, os casos situados nos demais quadrantes (inferior esquerdo e superior direito), representam aqueles, onde apenas um, entre os fatores referidos, não é apropriado.

Utilizando como molde a equação 3.18, (Mark *et al.*, 2001), apresentam uma expressão dirigida a estimativa da intensidade de suporte primário sugerida ($PRSUP_G$), que traz como novidades, a inclusão do fator de estabilidade (SF), cujos autores, recomendam a utilização de $(SF=1.2)$, além da diferença entre Is e Is_G (equação 3.19). O $PRSUP_G$ mínimo recomendado é de 3,0 klf/ft (4,5 t/m).

$$PRSUP_G = (SF) (0.3 (Is - Is_G)) [(5.7 \log_{10} H) - (0.35 CMRR) + 6.5] \quad \text{equação (3.19)}$$

Além da aplicação da classificação geomecânica CMRR, na seleção do sistema de suporte de teto, apresentada anteriormente, pode-se listar outras ferramentas empíricas, que também se utilizam, desse sistema de classificação, entre elas: ALPS – *Analysis of Longwall Pillar Stability* (Mark *et al.*, 1994) e ARMPS – *Analysis of Retreat mining Pillar Stability* (Mark & Chase, 1997), dirigidas, respectivamente, à análise da estabilidade de pilares de carvão em lavra por meio de *longwall* e câmaras e pilares,

além de aplicações em fórmulas empíricas, que auxiliam na previsão de condições adequadas na aplicação de cortes estendidos (Mark, 1999).

3.2.4 PROGRAMA COMPUTACIONAL QUE INCORPORA A CLASSIFICAÇÃO GEOEMECÂNICA CMRR NA SELEÇÃO DO SISTEMA DE SUPORTE DE TETO

Desenvolvido originalmente em 2003, pelo Dr. Chris Mark do (*National Institute for Occupational Safety and Health - NIOSH*) o *software ARBS - Analysis of Roof Bolt Systems*, foi desenvolvido para auxiliar na seleção do sistema de suporte de teto primário em minas subterrâneas de carvão.

A seleção de um sistema de atirantamento adequado, considerando a imensa variedade de tipos e padrões de tirantes disponíveis, pode ser confusa. O *software ARBS*, simplifica esse processo, reunindo informações sobre os principais fatores, que determinam o desempenho do suporte, incluindo: a qualidade do maciço rochoso, que forma o teto da escavação, a profundidade de cobertura e a largura nos cruzamentos entre galerias (NIOSH, 2012). Aplicando tais informações, no conjunto de equações apresentadas anteriormente, o aplicativo fornece estimativas preliminares de projeto, para:

- Comprimento de chumbador;
- Capacidade do chumbador; e
- Malha de chumbadores.

Além de auxiliar na estimativa do comprimento, capacidade e padrão de suporte primário a ser implantado, o *software ARBS* também fornece a intensidade de suporte primário, aplicada e sugerida (PR_{SUP} e PR_{SPG}).

A versão do ARBS, dirigida ao sistema operacional *Windows*, foi desenvolvida por intermédio de um contrato do NIOSH com a Universidade do Estado da Virginia, e atualmente, encontra-se na versão 2.5.02 revisada, em agosto de 2013.

A seguir, nas (Figura 65 e Figura 66), são exibidas as telas de entrada do ARBS - *Analysis of Roof Bolt Systems*, desenvolvido pelo NIOSH, visando auxiliar na seleção das características do sistema de suporte de teto, em minas de carvão.

Figura 65 – Tela principal, onde são armazenados os parâmetros de entrada, associados à geologia, dimensões geométricas de escavação e sistema de suporte.

Fonte: NIOSH (2013).

Figura 66 – Tela de resultados do dimensionamento.

Fonte: NIOSH (2013).

A seguir, no Capítulo 4, será realizada uma avaliação da qualidade do maciço rochoso, que forma o teto de uma mina de carvão, através de um estudo de caso. Essa estimativa será conduzida, com auxílio de ambas as classificações geomecânicas, RMR e CMRR. Na sequência, índices individuais de competência, resultantes dessas

avaliações, serão aplicados em equações empíricas, que se destinam a seleção das características do sistema de suporte.

A discussão dos resultados será apresentada, no Capítulo 5, seguida das conclusões e recomendações, que serão descritas no Capítulo 6.

Capítulo 4

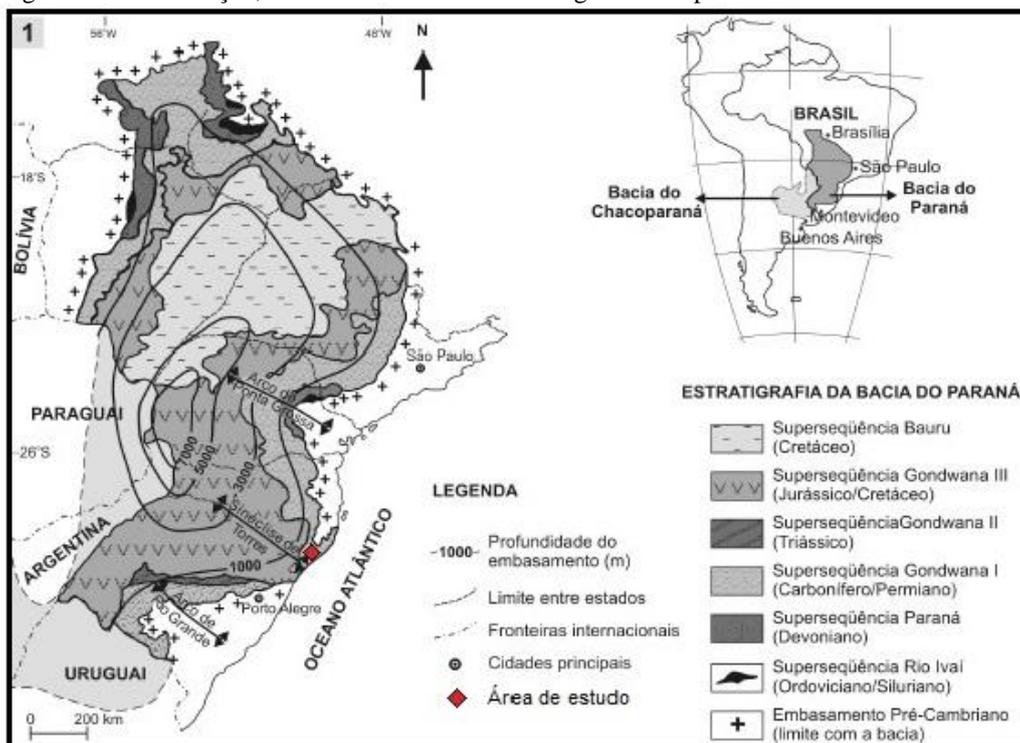
4.0 ESTUDO DE CASO

4.1 CONTEXTO GEOLÓGICO DA ÁREA DE ESTUDO

A mina de carvão investigada está inserida, nos limites de abrangência da Bacia do Paraná (Figura 67), que representa uma ampla bacia sedimentar intracratônica, localizada no continente sul-americano, cuja extensão, cobre uma área de aproximadamente 1.700.000 km², distribuída entre os territórios do Brasil, Uruguai, Argentina e Paraguai (Mori & Souza, 2010).

Esta bacia sedimentar, que de acordo com relatos bibliográficos, apresenta em sua porção mais espessa, um pacote rochoso que pode atingir, até 6000 metros de espessura, não exibe registro deposicional contínuo, no decorrer do tempo geológico. Por este motivo, seus registros deposicionais são divididos em seis grandes unidades estratigráficas ou supersequências, individualizadas e designadas como:

Figura 67 - Localização, extensão e subdivisão estratigráfica simplificada da Bacia se do Paraná.

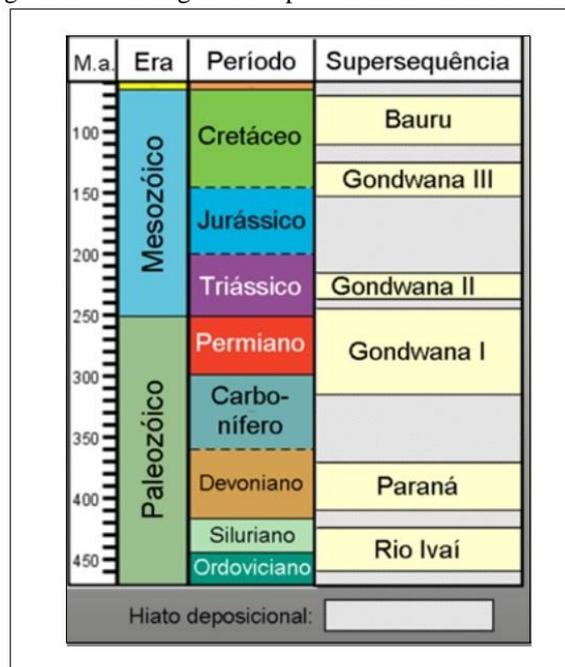


Fonte: Modificado de Mori & Souza (2010).

Supersequência Rio Ivaí (contempla estratigraficamente as rochas do Grupo Rio Ivaí - Ordoviciano/Siluriano), Supersequência Paraná (contempla estratigraficamente as rochas do Grupo Paraná - Devoniano), Supersequência Gondwana I (contempla os Grupos Tubarão e Passa Dois - Carbonífero/Permiano), Supersequência Gondwana II (contempla as unidades do Período Triássico), Supersequência Gondwana III (contempla o Grupo São Bento - Jurássico/Cretáceo) e Supersequência Bauru (contempla o grupo Bauru - Cretáceo).

A Figura 68, apresentada a seguir, enquadra na escala de tempo geológico os registros deposicionais, das seis supersequências sedimentares referidas.

Figura 68 - Estratigrafia simplificada da Bacia do Paraná.

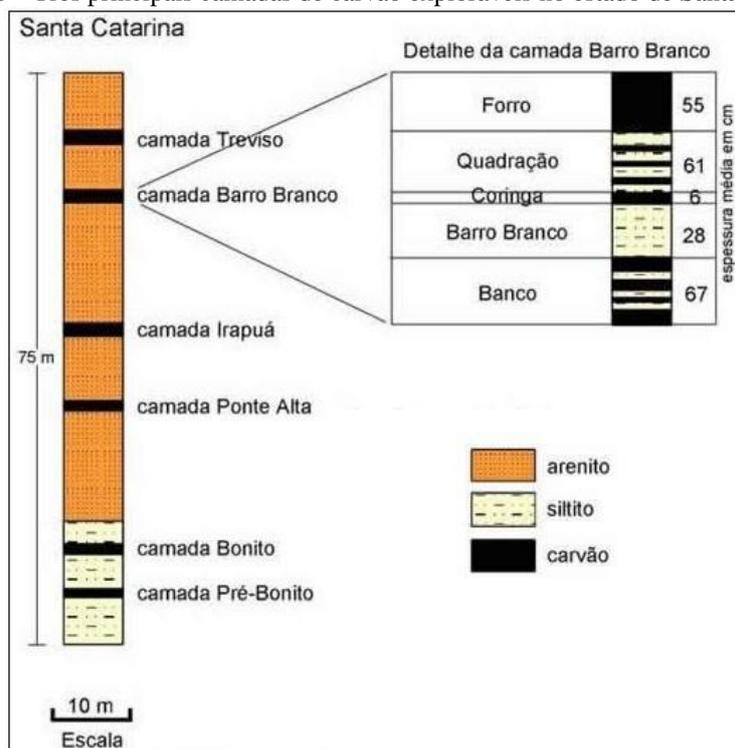


Fonte: Milani *et al.* (2007).

A exploração de carvão mineral, no estado de Santa Catarina, é dirigida a três camadas principais, sendo elas: Camada Bonito Inferior (Pré-Bonito), Camada Irapuá e Camada Barro Branco (Figura 69), ambas relacionadas à Formação Rio Bonito (Membro Siderópolis), cujos depósitos sedimentares encontram-se associados à era pós-glacial, instaurada no período Permiano Inferior.

Na Formação Rio Bonito, predominam arenitos fluviais em conjunto com associações de pelitos, originados a partir de ambientes de sedimentação lagunares e deltaicos, incorporados a espessas camadas de carvão (Milani, 1997).

Figura 69 - Três principais camadas de carvão exploráveis no estado de Santa Catarina.



Fonte: Modificado de CPRM (1972).

Especificamente, na área em estudo, a mineração de carvão se desenvolve na camada Barro Branco (Figura 69), que se encontra associada a pacotes rochosos sedimentares, entre os quais, predominam os arenitos e os silitos.

4.2 DADOS COLETADOS

Os subsídios reunidos para o desenvolvimento do presente estudo foram obtidos, através da consulta de relatórios técnicos, disponibilizados pela mineradora, os quais permitiram o enriquecimento em informações, associadas ao sistema de suporte aplicado em galerias e cruzamentos e do período, no qual a lavra foi processada no painel, onde estão situados os casos em estudo.

Em subsolo, foram vistoriados todos os 11 cruzamentos entre galerias, que sofreram ruptura de teto (Figura 1), e quando possível, caso a caso, foram averiguados: a altura da cavidade de ruptura em relação à superfície de teto, largura das galerias e cruzamentos, entre galerias (média do somatório das duas diagonais), estruturas geológicas locais, que possam estar condicionando tais rupturas, presença de água e, uma imagem aproximada da sequência geológico-geotécnica de teto.

A sequência geológica real, só foi conhecida de forma apropriada, a partir dos boletins de descrição geológico-geotécnica, FT-01 e FT-02, disponibilizados pelo corpo técnico da mina João Sônego.

4.2.1 SISTEMA DE SUPORTE TRADICIONALMENTE APLICADO NA MINA

De acordo com Tôrres, 2018, a unidade minerária João Sônego, emprega tirantes com 1,50 metros de comprimento total, ancorados pontualmente com resina, em todas as operações de sustentação do teto imediato. O dimensionamento desse sistema de suporte padrão, segundo o autor referido, foi desenvolvido a partir de testemunhos de sondagem, classificação geomecânica RMR e equações empíricas, que agregam esse índice de qualidade do maciço rochoso no dimensionamento de suporte de teto, em minas subterrâneas de carvão.

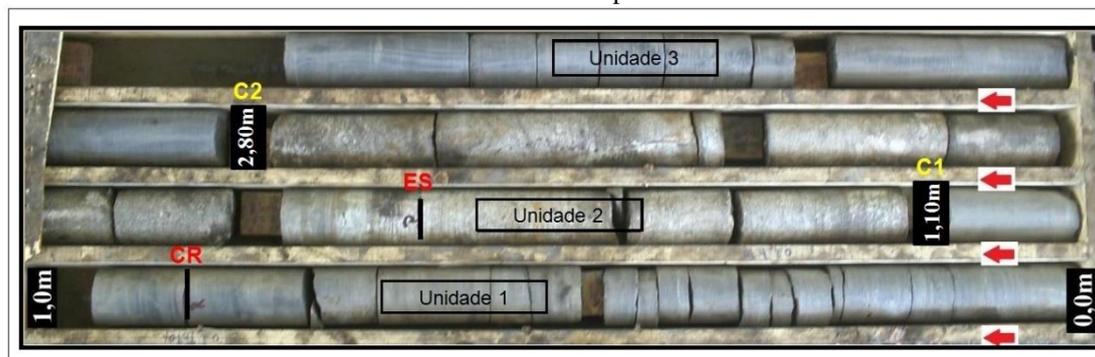
O perfil geológico representativo da sequência típica de teto imediato, definido previamente pelo corpo técnico da mina, é representado por três unidades geotécnicas principais, as quais podem ser observadas abaixo, nos testemunhos rochosos recuperados na sondagem (FT-01) (Figura 70).

A unidade 1 ou a primeira camada rochosa, que forma o teto imediato da mina, apresenta 1,10 metros de espessura e é representada petrograficamente por quartzo-muscovita siltito com areia, que exibe estratificação plano-paralela (ou acamamento), como superfície de descontinuidade principal.

Sobrepondo a unidade de teto imediato, foi identificada uma camada rochosa com 1,70 metros de espessura, designada como unidade 2, petrograficamente descrita por Tôrres (2018), como quartzo-muscovita arenito com granulometria média, no qual, tanto estratificações cruzadas, quanto estratificações plano-paralelas foram identificadas.

Por fim, como litologia representante do topo da sequência de teto da mina e designada como unidade 3, ocorre quartzo-muscovita siltito, com estratificação plano-paralela. Por consequência de tal unidade, estender-se fora dos limites da extensão pré-estabelecida na investigação (FT-01), apenas 1,0m dessa unidade foi amostrada.

Figura 70 – Testemunhos rochosos recuperados na sondagem FT-01, mostrando as três unidades geotécnicas (unidades 1,2 e 3), que formam a seqüência geológica de teto típica da mina. C1 e C2 representam os contatos entre as unidades geotécnicas e o intervalo CR-ES, materializa a extensão da coluna de resina aplicada.



Fonte: Modificado de Tôrres (2018).

A seguir, na Tabela 35, é apresentada a caracterização geomecânica das unidades, que representam a seqüência litológica típica do teto imediato da mina, elaborada através do sistema RMR (Bieniawski, 1989).

Tabela 35 - Classificação geomecânica dos maciços rochosos que formam a seqüência geológica de teto tradicional da mina.

Parâmetro	Unidade 1 - Siltito (teto)		Unidade 2 - Arenito		Unidade 3 - Siltito	
	Característica	Índice	Característica	Índice	Característica	Índice
Resist. a compressão uniaxial	43MPa	5,3	92 MPa	9,0	49 MPa	5,6
Espaçamento	8,02cm	6,2	21,93cm	8,2	25,02cm	8,5
RQD	50,80%	10,0	92,26%	18,2	67,70%	13,5
Condições de Descontinuidades	superfície lisa, sem preenchimento ou alteração, separação > 5mm	14,0	superfície rugosa, sem preenchimento ou alteração, separação > 5mm	20,0	superfície lisa, sem preenchimento ou alteração, separação 0,1 - 1mm	15,0
Presença de água	Seco	15,0	Seco	15,0	Seco	15,0
RMR básico (RMR_b)	-	50,5	-	70,4	-	58,0
Ajuste para a orient. das desconti.	orientação moderada	-5	-	-	-	-
RMR ajustado (RMR_{ajust})	-	45,5	-	-	-	-
Fator desmonte (RMR_D)	(*0,9)	41	-	-	-	-

Fonte: Autor

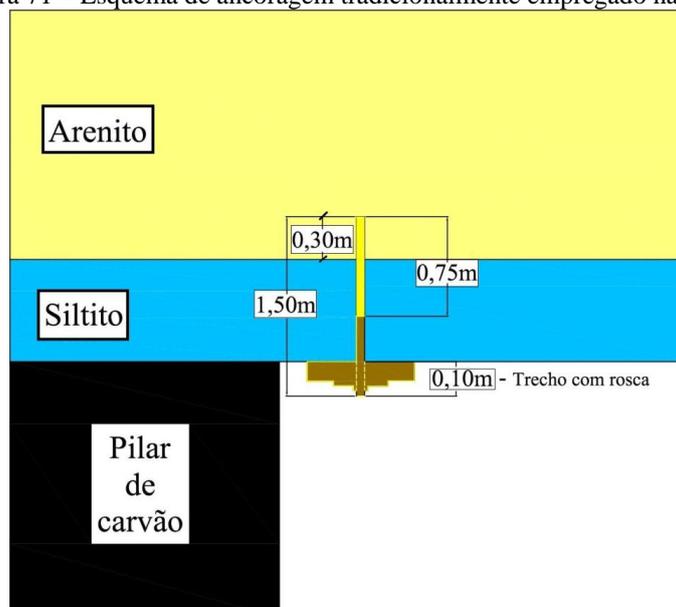
A partir da análise da caracterização geomecânica da seqüência de unidades litológicas, mostrada logo acima, na Tabela 35, observa-se que fatores como: posição estratigráfica, competência (ou índice RMR) e espessura da camada de arenito (unidade 2) (Figura 70), foram fatores considerados preponderantes, pelo corpo técnico da mina, na definição do mecanismo de reforço por suspensão, tradicionalmente aplicado em todas as operações de sustentação de teto.

Tirantes com 1,50m de comprimento total são ancorados pontualmente, no teto das galerias, auxiliados por uma coluna de resina com aproximadamente 0,75m

extensão (Figura 70, intervalo CR-ES), da qual, pelo menos 0,30m, (Figura 70, intervalo C1-ES), encontra-se estabelecida na camada competente ou (unidade 2).

A Figura 71, apresentada a seguir, fornece um cenário visual do sistema de ancoragem referido e habitualmente empregado em todas as operações de atirantamento da mina.

Figura 71 – Esquema de ancoragem tradicionalmente empregado na mina.



Fonte: Autor.

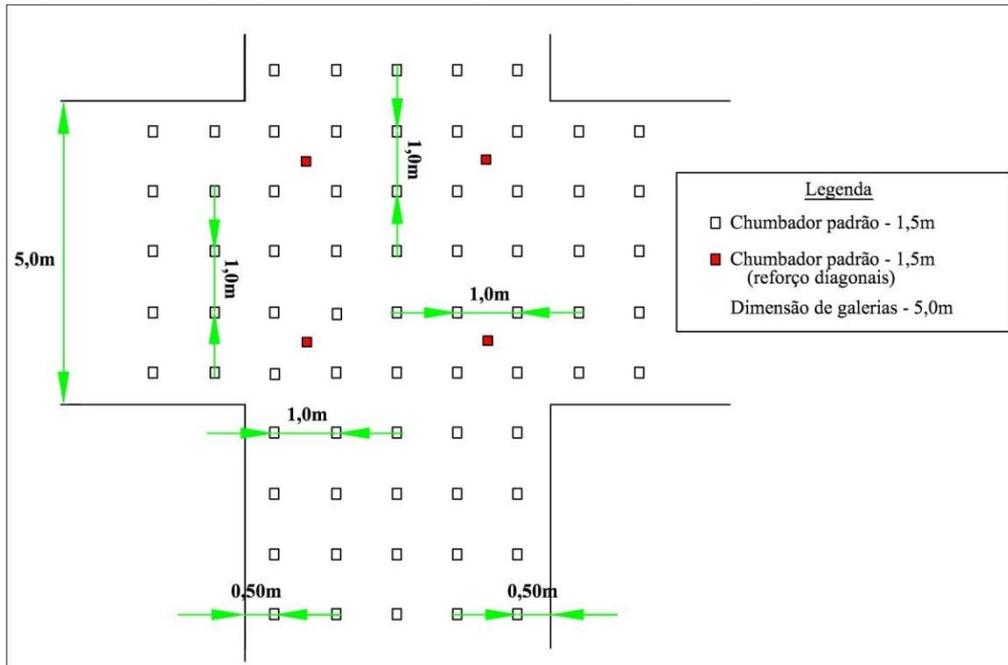
A seguir, na Tabela 36 e na Figura 72 são apresentadas, respectivamente, as particularidades do sistema de suporte e a configuração padrão adotada nos cruzamentos e nas galerias.

Tabela 36 - Características do sistema de suporte padrão utilizado na mina.

Resumo das características do sistema de suporte utilizado na mina
Espaçamento entre linhas de tirantes: 1m; Espaçamento entre tirantes: 1m;
Número de tirantes por linha: galerias: 5; direção das diagonais: 7
Comprimento total do tirante: 1,50m; Comprimento ativo: 1,40m
Tipo de ancoragem: ancoragem pontual com resina; Comp. de coluna de resina: (0,75m);
Tirante: Aço carbono GG-50, Ø=16 mm;
Capacidade do chumbador: 10.000 Kg;
Pró - Tensionamento: 12 Kg/m; e
Resistência do aço empregado na fabricação do chumbador: 540 MPa

Fonte: Modificado de Tôrres (2018).

Figura 72 - Configuração do sistema de suporte de teto aplicado em galerias e cruzamentos.

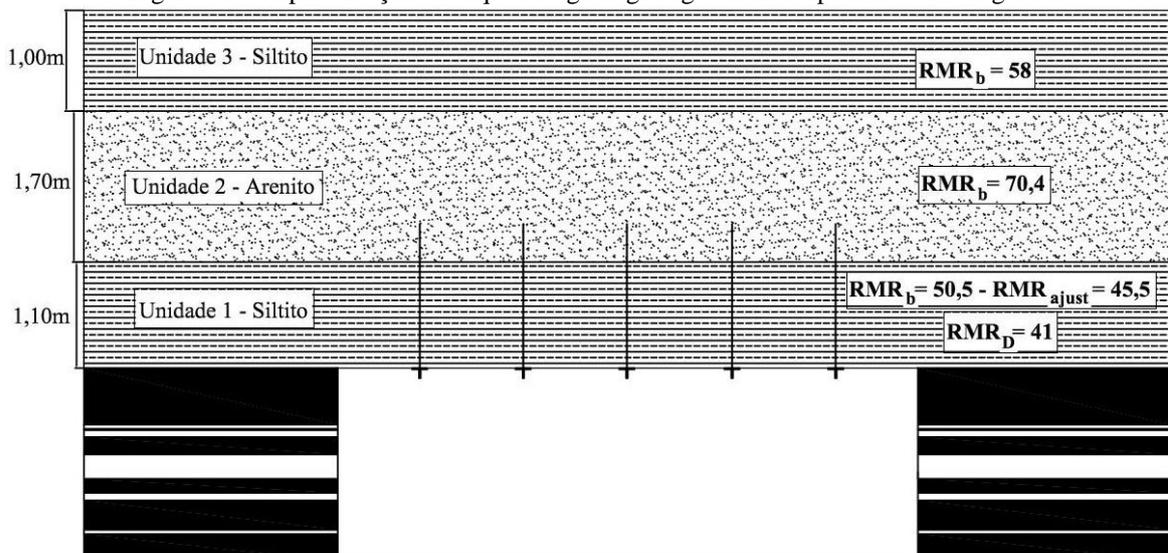


Fonte: Modificado de Tôres (2018).

A Figura 73, a seguir, apresenta o perfil geológico-geotécnico típico da mina, construído a partir de informações da sondagem de teto (FT-01).

As três unidades geotécnicas principais estão acompanhadas da espessura, em metros e da competência (ou índice RMR). Outra informação importante, inserida no perfil, representa a configuração de suporte padrão empregada na contenção do teto de galerias da mina.

Figura 73 – Representação da sequência geológico-geotécnica típica do teto das galerias.



Fonte: Autor.

4.2.2 ÉPOCA DO PROCESSAMENTO DA LAVRA NAS GALERIAS ROMPIDAS

A partir de informações reunidas por Tôrres (2018), entre as quais, podem ser relacionadas: plantas da sequência de lavra nos painéis da mina e relatórios técnicos de operação, a extração, no painel em estudo, foi processada entre os meses de maio e julho de 2012. No conjunto de relatórios consultados pelo referido autor, a primeira menção de mapeamento ou descrição de rupturas na área avaliada, data de dezembro de 2014. Fato este, que aponta um período aproximado de 2 anos e 6 meses, entre o processamento da lavra no painel e os primeiros registros de ruptura.

4.2.3 PROFUNDIDADE DO PAINEL LAVRADO

De acordo com Tôrres (2018), sondagens exploratórias executadas nas proximidades do painel, onde se desenvolveram as rupturas, apontam intervalo de cobertura de aproximadamente 85 metros, nessa região da mina. De acordo com o autor referido, a baixa oscilação na profundidade da camada Barro Branco, encontra-se associada ao relevo de planícies típico, dessa região.

4.2.4 DIMENSÃO DAS ESCAVAÇÕES AVALIADAS

Conforme já informado, anteriormente, no Capítulo 2, de maneira geral, em uma mina subterrânea de carvão, as galerias apresentam sua dimensão limitada em 6,0 metros, diferentemente dos cruzamentos que podem atingir larguras bem mais elevadas.

Em referência aos casos já estudados, todos estão situados em regiões de cruzamentos entre galerias, sendo assim, sua dimensão deve ser obtida através do comprimento médio das duas diagonais (Figura 59). Seguindo esse procedimento de medida, são mostradas a abaixo, na Tabela 37, as dimensões obtidas nos cruzamentos analisados.

Tabela 37 - Dimensões dos cruzamentos entre galerias.

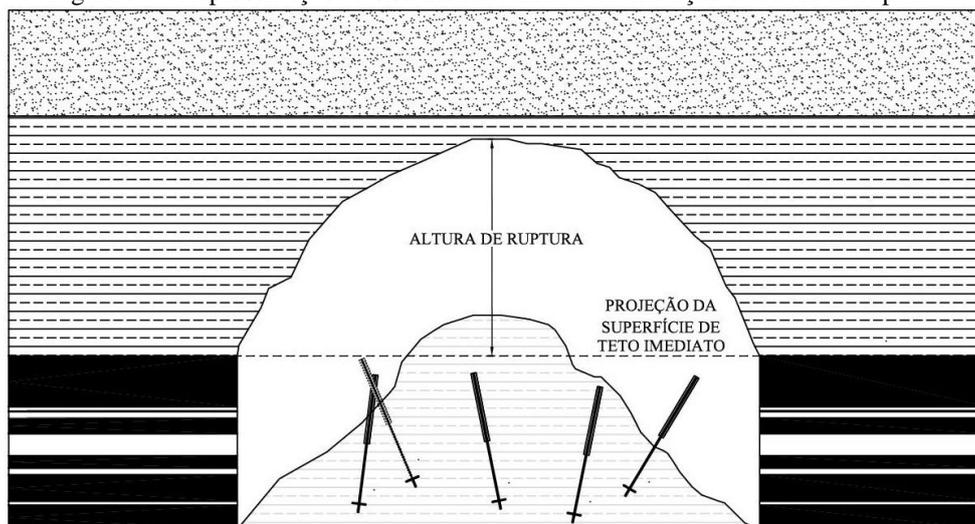
Caso	Dimensão (m)
1	8,18
2	8,97
3	8,14
4	7,89
5	8,50
6	8,20
7	8,95
8	9,31
9	8,22
10	8,69
11	8,34
média	8,49
máxima	9,31
mínima	7,89

Fonte: Modificado de Tôres (2018).

4.2.5 ALTURA DAS RUPTURAS

A altura de ruptura foi medida em subsolo, considerando que a mesma é o resultado, entre a projeção da linha de teto e sua porção mais interna (Figura 74). Seguindo essa sistemática, foram medidas alturas de caimento, nas onze áreas analisadas, cujos resultados são apresentados a seguir, na Tabela 38.

Figura 74 – Representação da sistemática utilizada na medição da altura de ruptura.



Fonte: Modificado de Tôres (2018).

Tabela 38 - Alturas de ruptura medidas nos cruzamentos avaliados.

Caso	Altura (m)
1	2,35
2	2,55
3	2,98
4	3,10
5	2,47
6	2,59
7	2,48
8	2,67
9	2,72
10	2,79
11	3,10
média	2,70 m
máxima	3,10 m
mínima	2,35 m

Fonte: Modificado de Tôres (2018).

A pesar de informações como: dimensões aplicadas nos cruzamentos entre galerias e altura de ruptura tenham sido apresentadas, individualmente, caso a caso, logo acima, no presente estudo, essas informações foram utilizadas considerando seus valores máximos, mínimos e médios, conforme mostrado logo a seguir, na Tabela 39.

Tabela 39 - Tabela resumo dos parâmetros geométricos de escavação e ruptura aplicados no estudo.

Casos históricos utilizados	11	
Profundidade da camada de carvão	85m	
Altura de ruptura	mínima	2.35m
	máxima	3.10m
	média	2.70m
*Dimensão típica aplicada nos cruzamentos entre galerias	mínima	7.98m
	máxima	9.31m
	média	8.49m
*Dimensão ideal das galerias	mínima	5.50m
	máxima	6.60m
	média	6.00m

*A dimensão ideal foi determinada através da aplicação do Teorema de Pitágoras ($a^2+b^2=c^2$). A dimensão típica baseia-se nas medidas aplicadas (Molinda *et al.*, 2000).

Fonte: Modificado de Tôres (2018).

4.2.6 AVALIAÇÃO VISUAL DA QUALIDADE DA MISTURA DE RESINA NOS CHUMBADORES

Em um estudo recente, desenvolvido por Tôrres (2018), que envolve a região da mina onde se desenvolveram as rupturas avaliadas, o autor relata, que muito embora não tenham sido conferidos todos os tirantes que configuravam o sistema de suporte, nas regiões de ruptura, entre os vistoriados, não foram identificados, visualmente, problemas na mistura de resina. Essas informações foram reunidas pelo autor citado a partir de inúmeras vistorias efetuadas na mina, junto às áreas rompidas.

A imagem abaixo ilustra a diferença entre a mistura adequada e a incorreta dos componentes do cartucho de resina.

Figura 75 - Comparação entre tirantes instalados corretamente e incorretamente.



Fonte: Tôrres (2018).

4.2.7 SEQUÊNCIA LITOLÓGICA CARACTERÍSTICA DAS ÁREAS ROMPIDAS

A visualização *in situ* da sequência litológica de teto em uma mina subterrânea, normalmente, representa uma tarefa difícil, já que, tal condição, pode apenas ser atingida parcialmente, em trechos com realce de teto ou junto a regiões de caimentos, as quais, ocasionalmente, exibem extensos anfiteatros de ruptura. Porém, o acúmulo de material rompido, junto a essas regiões muitas vezes torna essa tarefa bastante complicada.

Em se tratando, das áreas rompidas, em estudo, sua avaliação em subsolo permitiu somente a identificação de uma única unidade litológica, a qual representa o teto imediato dessas escavações.

Devido à ausência de locais, que permitam com clareza a exposição completa da sequência litológica de teto, foi executada uma sondagem (FT-02), cujos testemunhos rochosos recuperados são exibidos a seguir, na Figura 76. A investigação foi programada pelo corpo técnico da mina, objetivando a caracterização geológico-geotécnica completa da sequência de camadas rochosas que formam o teto, junto às regiões rompidas.

As informações dessa investigação, realizada exclusivamente para auxiliar na elucidação dos caimentos, foram reunidas em um boletim de caracterização, disponibilizado pela mineradora.

A partir dos dados disponibilizados, foi construído o perfil geológico-geotécnico representativo da sequência de teto, característica da região, onde se desenvolveram rupturas. O perfil é representado apenas por duas unidades geotécnicas principais, que podem ser visualizadas abaixo, na Figura 76, e logo a seguir, são acompanhadas de suas particularidades petrográficas.

Figura 76 - Investigação de sondagem (FT-02), utilizada na caracterização geomecânica da sequência geológica de teto, junto às áreas rompidas. A letra C seguida do número 1 (C1), situada a 2,60m, representa a localização do contato geológico entre as unidades geotécnicas 1 e 2.



Fonte: Modificado de Tôrres (2018).

A unidade 1, ou unidade geotécnica representativa do teto imediato, nas proximidades da área investigada, apresenta 2,60m de espessura, e é classificada petrograficamente como: quartzo-muscovita siltito, com coloração cinza escuro, apresentando níveis arenosos de ordem centimétrica, com granulometria fina, que se intensificam a medida que há uma aproximação do contato com a unidade 2.

Sobrepondo a unidade de teto imediato, foi identificada uma camada rochosa com 1,97 metros de espessura, designada como unidade 2. Esta unidade foi denominada como quartzo-muscovita arenito, com granulometria fina, que se intercala, em escala centimétrica, com lâminas de siltito com coloração cinza escuro, fato este, que se prolonga até o limite programado na investigação (FT-02), mostrado na Figura 76.

A sequência deste capítulo será dirigida, em um primeiro momento, a caracterização geomecânica dos maciços rochosos avaliados a partir da sondagem (FT-02). Esse processo se desenvolverá sob a ótica das metodologias RMR e CMRR, cujos índices, decorrentes dessas classificações, representam o fator competência do maciço rochoso, em um conjunto de equações empíricas, dirigidas ao dimensionamento do sistema de suporte, as quais serão apresentadas no momento seguinte.

4.3 CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS QUE FORMAM O TETO DAS GALERIAS

4.3.1 CLASSIFICAÇÃO ATRAVÉS DO SISTEMA RMR

Na classificação geomecânica da sequência de camadas rochosas que formam o teto das regiões rompidas, foi empregada a versão mais atualizada do sistema RMR (Bieniawski, 1989), nutrida por informações obtidas, a partir de ensaios de laboratórios, vistorias *in loco* e caracterização geomecânica de testemunhos de sondagem.

Tais informações foram avaliadas conforme os índices, sugeridos aos parâmetros de (1 a 5), seção A, da versão referida da classificação RMR, os quais são apresentados na Tabela 14, cuja soma dos mesmos, representa o valor do RMR básico. Os valores de RMR, para os maciços rochosos que formam o teto da região avaliada, são apresentados a seguir, na Tabela 40.

Tabela 40 - Classificação geomecânica RMR dos maciços rochosos que formam a sequência geológica de teto, típica das regiões rompidas.

Parâmetro	Unidade 1 - Siltito (teto)		Unidade 2 - Arenito	
	Característica	Índice	Característica	Índice
Resist. a compressão uniaxial	43MPa	5,3	92 MPa	9,0
Espaçamento	9,20cm	6,5	8,5cm	6,2
RQD	61,35%	12,2	43,15%	8,6
Condições de Descontinuidades	superfície lisa, sem preenchimento ou alteração, separação > 5mm	14,0	superfície lisa, preenchimen. duro (calcita) > 5mm	9,0
Presença de água	Seco	15,0	Seco	15,0
RMR básico (RMR_b)	-	53	-	48
Ajuste para a orient. das desconti.	orientação razoável	-5	-	-
RMR ajustado (RMR_{ajust})	-	48	-	-
Fator desmonte (RMR_D)	(*0,9)	43	-	-

Fonte: Autor

O índice que avalia o efeito da orientação (direção e mergulho) das descontinuidades, em relação à direção de escavação, que conduz a uma condição de estabilidade do teto, foi classificado como razoável e aplicado apenas à camada rochosa que forma o teto imediato da escavação (Tabela 40). Isso se deve às diferentes orientações empregadas na lavra subterrânea de carvão no método câmaras e pilares, acompanhado do mergulho horizontalizado, normalmente exibido pelas camadas rochosas sedimentares, associadas aos depósitos de carvão mineral.

A resistência à compressão da rocha intacta foi obtida, a partir de ensaios de laboratório e, o RQD, através dos procedimentos apresentados na Figura 38. Os índices atribuídos a esses dois parâmetros foram adquiridos, respectivamente, com o auxílio das (Figura 41 e Figura 42).

O espaçamento médio entre superfícies de descontinuidade foi determinado, a partir da contagem do número total de superfícies, exibidas em função do intervalo de exposição de cada unidade geotécnica. A espessura total da unidade, dividido pelo número de descontinuidades identificadas em seu intervalo de exposição, representa o espaçamento médio. O índice final, atribuído a esse parâmetro, foi definido a partir da Figura 43.

O parâmetro condições de descontinuidades foi estimado, a partir de testemunhos da sondagem (FT-02), e qualificado conforme os índices exibidos na Tabela 14. A avaliação desse parâmetro deve ser dirigida a pior situação (ou situação mais desfavorável), em se tratando da qualidade de descontinuidades.

De acordo com os critérios referidos acima e considerados na definição dos pesos atribuídos a cada parâmetro, os índices RMR_D e RMR_b dirigidos, respectivamente, a primeira e segunda unidade geotécnica, que formam o teto das escavações (ou siltito e arenito), apresentam valores de 43 e 48 (Tabela 40). Portanto, conforme apresentado na Tabela 14, seção C, os maciços rochosos que formam a sequência geológica de teto, nas regiões onde se desenvolveram rupturas, são classificados como de qualidade ou competência razoável (Classe III). Dirigido a essa classe de maciço rochoso, a Tabela 14, seção D, sugere uma coesão no intervalo de (200 a 300kPa) e ângulo de atrito, entre (25° e 35°).

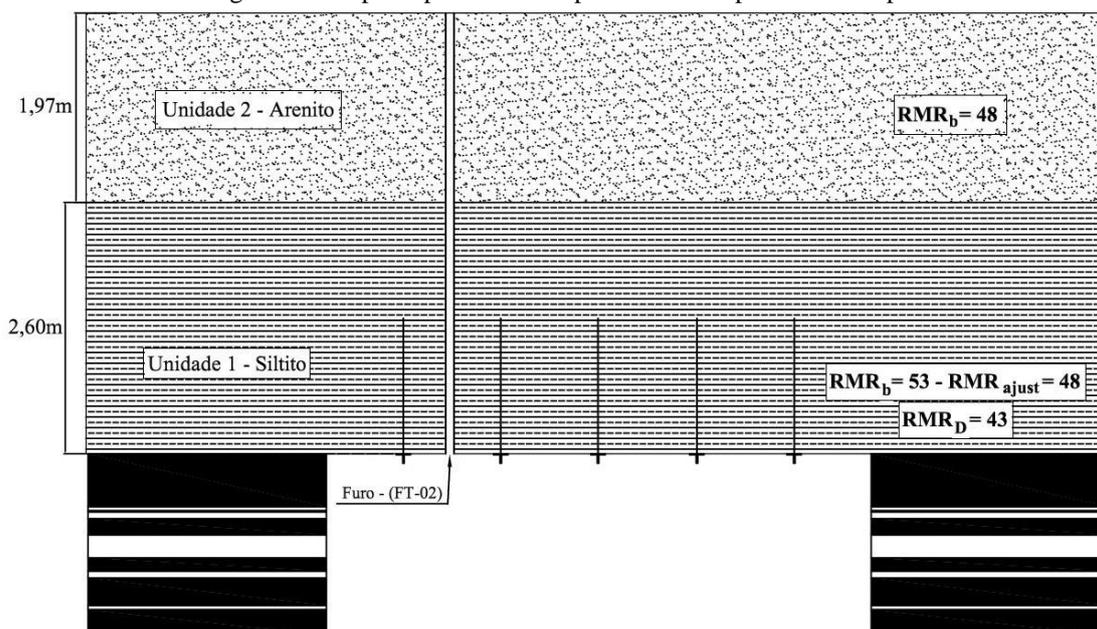
A estimativa do tempo de auto-sustentação, conforme a Figura 47, dirigida ao maciço rochoso que forma o teto imediato da região, foco deste estudo, indica um intervalo de aproximadamente 24 horas (ou 01 dia) para uma escavação com seis metros de extensão.

O valor do índice RMR, estimado a partir da Tabela 14, avalia a competência do maciço rochoso, sem quantificar o efeito causado pelo desmonte com explosivos. No presente estudo, tal efeito foi considerado, já que, na mina estudada, a escavação das galerias é realizada por meio de explosivos, que, conforme já informado anteriormente, afeta consideravelmente a resistência do maciço rochoso, situado nos arredores da escavação.

Por consequência disso, visando quantificar o efeito do desmonte com explosivos, na qualidade do teto imediato das galerias, conforme apresentado na Figura 46, o índice de competência final da unidade geotécnica 1 ($RMR_B=43$), já se encontra submetido a um fator de ajuste (*blaster damage adjustment*) de (0,9), conforme sugerido por Laubscher (1977), para mensurar o efeito de danos moderados ocasionados no maciço.

A seguir, na Figura 77, é apresentado o perfil geológico-geotécnico construído, a partir de informações reunidas na sondagem (FT-02). As duas unidades geotécnicas principais são acompanhadas da espessura e competência. Outra informação importante, inserida no perfil, representa o sistema de suporte padrão, empregado na contenção do teto de galerias, na região onde se desenvolveram as rupturas estudadas.

Figura 77 - Perfil geológico-geotécnico representativo da região onde se desenvolveram rupturas. As duas unidades geotécnicas principais são acompanhadas da espessura e competência.



Fonte: Autor.

Unal (1986), recomenda a determinação de índices RMR retro-calculados (RMR_{retro}) em função da razão entre a profundidade das cavidades de ruptura (Tabela 38) e das dimensões geométricas aplicadas nas escavações (Tabela 37), conforme apresentado a seguir, na equação 3.20.

$$RMR_{retro} = 100\left(1 - \frac{ht^2}{B'}\right) \quad (\text{equação 3.20})$$

onde:

ht^2 - representa altura ou profundidade de ruptura; e

B e B' - representam, respectivamente, as dimensões nas galerias e nos cruzamentos.

Portanto, a aplicação da equação 3.7, dirigida aos cruzamentos entre galerias, em função do resumo de informações coletadas em subsolo, no conjunto de casos históricos de ruptura diagnosticados (Tabela 39), permitiram a obtenção de índices (mínimo, máximo e médio) de RMR, (Tabela 41), referidos, no presente estudo, como RMR_{retro} , e determinados a partir da equação 3.20.

Tabela 41 - Índices de RMR retro-calculados em função da altura de ruptura e da dimensão aplicada nos cruzamentos entre galerias.

Dimensão típica aplicada nos cruzamentos entre galerias (B')	Altura de ruptura (h_r)	RMR_{retro}
*7,89 m	2,35	70
***9,31 m	3,10	67
**8,49 m	2,70	68

Linha com valores: * mínimos, *** máximos e ** médios.

Conforme apresentado na Tabela 41, índices de RMR retro-calculados em função das respectivas profundidades de ruptura e dimensões geométricas de escavação forneceram valores mais elevados do que o determinado, a partir da caracterização geomecânica dos testemunhos rochosos recuperados na sondagem (FT-02) (Tabela 40).

4.3.2 CLASSIFICAÇÃO ATRAVÉS DO SISTEMA CMRR

Como já mencionado, no Capítulo 3, o CMRR, segundo seus idealizadores (Molinda & Mark, 1993) representa um sistema de classificação geomecânica, dirigido, exclusivamente, à avaliação da competência de camadas rochosas que formam o teto de minas subterrâneas de carvão.

Na classificação geomecânica da sequência de unidades rochosas, que formam o teto imediato das regiões de ruptura, foi empregada a versão mais atual do sistema CMRR, dirigido, exclusivamente, à caracterização geomecânica de testemunhos de sondagem (Mark & Molinda, 2003), a qual foi guarnecida por informações obtidas, a partir de ensaios de laboratórios, vistorias *in loco* e caracterização geomecânica dos testemunhos rochosos recuperados na sondagem (FT-02).

O fluxograma apresentado, na Figura 50, pode ser utilizado como guia, na determinação do índice CMRR, através da caracterização de testemunhos de sondagem.

A Tabela 42, apresentada a seguir, exhibe os resultados da caracterização geomecânica das unidades geotécnicas, individualizadas, a partir da sondagem de teto (FT-02).

Tabela 42 - Classificação geomecânica CMRR dos maciços rochosos, que formam a sequência geológica de teto, típica da região com rupturas.

	Fator	Parâmetro	Unidade 1 - Siltito (teto) espessura (2,60m)		Unidade 2 - Arenito espessura (1,97m)	
			Característica	Índice	Característica	Índice
Índice de descontinuidades (UR)	Intensidade de descontinuidades	Espaçamento ou *RQD	9,20cm 61,35%	- DSR = 31,6	8,50cm 43,15%	- DSR = 27,9
		Resistência ao cisalhamento das descontinuidades	Índice de carga pontual diametral (PLT-diametral)	**0,62MPa	32,9	**1,6MPa
Índice de descontinuidades (RR)		Resistência a compressão	43MPa	13,7	92MPa	21,4
		Sensibilidade à umidade***	Levemente sensível	-3	-	-
		Índice de unidade (UR)	-	42,3	-	49,3
		****RRW	42,3			
		AJUSTE DA CAMADA COMPETENTE (SBADJ)	0,0			
		AJUSTE DO CONTATO ENTRE UNIDADES	0,0			
		AJUSTE PARA PRESENÇA DE ÁGUA SUBTERRÂNEA	0,0 - (seco)			
AJUSTE DEVIDO A SOBRECARGA	0,0					
CMRR	42,3					

*Utilizado no cálculo do DSR (Priest & Hudson 1976). ***Estimada visualmente conforme (Molinda & Mark 1994).
**Estimado, considerando: (siltito): Ia(50) = 3 e arenito: Ia(50) = 2,5 (NORMA ASTM D 5731 - 95 e Mark & Molinda 1996).
****RRW - índice de unidade médio, considerando a espessura das camadas situadas no intervalo de ancoragem do tirante.

Fonte: Autor.

A resistência à compressão da rocha intacta representa um parâmetro de qualificação, comum a ambas as classificações geomecânicas. Portanto, assim como na qualificação do maciço, através do sistema RMR, descrita no item anterior, na obtenção do índice CMRR, também foram utilizados resultados de ensaios de laboratório.

A versão mais recente da classificação geomecânica CMRR, dirigida a testemunhos de sondagem (Mark & Molinda, 2003), oferece a possibilidade de utilização, tanto do índice RQD, quanto do espaçamento, na estimativa da intensidade de descontinuidades no maciço rochoso (Figura 50). Porém, os referidos idealizadores do sistema de classificação CMRR advertem, mencionando os estudos desenvolvidos por Priest & Hudson (1976), que comprovam a representatividade do índice RQD, somente, em circunstâncias, as quais o espaçamento entre superfícies de descontinuidades é inferior a 0,30m.

Nesse sentido, considerando o espaçamento entre descontinuidades nas unidades geotécnicas, que formam o teto nas áreas de ruptura (Tabela 42), optou-se, no presente estudo, pela utilização do índice RQD.

Os índices atribuídos aos parâmetros: resistência à compressão e RQD, foram adquiridos, respectivamente, com o auxílio das (Figura 52 e Figura 54).

O índice de carga pontual diametral (PLT- diametral), que avalia a resistência ao cisalhamento de descontinuidades, no sistema CMRR, foi estimado considerando, para

as unidades geotécnicas: siltito e arenito, índice de anisotropia $Ia_{(50)}$ (ou razão $Is_{50\perp}/Is_{50//}$), respectivamente, de (3 e 2,5). Tais índices foram estimados, com base nos estudos desenvolvidos por (Molinda e Mark, 1996), onde os mesmos relatam que rochas altamente anisotrópicas normalmente apresentam razão ($Is_{50\perp}/Is_{50//}$) no intervalo de (4 a 6).

A sensibilidade à umidade do maciço rochoso foi estimada, visualmente, a partir de visitas técnicas em subsolo, que permitiram, dentro do universo de rupturas avaliadas, a identificação de situações em que o siltito (unidade 1) apresenta-se com um aspecto geral opaco, mineralogia sem brilho e coberto por extensas manchas de oxidação. Desta forma, e como recomenda o sistema CMRR (Molinda & Mark, 1994), foi atribuída, somente a unidade geotécnica, representante do teto imediato das escavações, uma condição de leve sensibilidade à umidade, a qual, o sistema CMRR estabelece, um desconto de 3 pontos, sobre índice de unidade (UR). Por esse motivo, e com auxílio da Tabela 28, o referido desconto foi aplicado sobre o UR da camada de siltito (Tabela 42).

De acordo com os critérios considerados acima, na definição dos índices de avaliação de cada parâmetro, o valor do CMRR é 42,3 (Tabela 42). Esse índice de avaliação expressa à competência do intervalo rochoso, situado dentro dos limites de ancoragem do tirante.

Nos casos investigados, e conforme apresentado na Tabela 36, o sistema de suporte padrão, utilizado na sustentação do teto de galerias na mina, é representado por tirantes com 1,50 metros de comprimento total. Portanto, se comparado esse intervalo, com a espessura da camada de siltito (Figura 76), que representa o teto imediato das escavações, o intervalo ancorado pelo chumbador é formado somente por uma única unidade geotécnica, que apresenta espessura bem superior ao intervalo atirantado.

Nesse caso, conforme pode ser observado na Tabela 42, o índice de competência (ou CMRR), dirigido ao intervalo ancorado pelo tirante é idêntico ao índice de unidade (UR) atribuído a (unidade 1-siltito), já que:

- O índice médio de unidade, considerando a espessura de rocha, admitida dentro do intervalo ancorado pelo tirante (RRW), é representado apenas pelas propriedades geotécnicas do siltito, assim, a competência do intervalo ancorado pelo suporte (ou CMRR) é idêntica à obtida, na avaliação individual da unidade 1;

- O ajuste da camada competente (SBADJ), é aplicado nas seguintes condições:
(1) A diferença entre o índice de unidade (UR) da camada competente e o (RRW), dever ser de no mínimo 5 pontos; (2) a camada competente deve apresentar no mínimo 0,30 metros de espessura; e (3) o tirante deve alcançar o intervalo de ancoragem mínima de 0,30 metros, na camada competente, para o ajuste ser considerado. Assim, devido ao cenário de teto definido, a partir da sondagem (FT-02), não se enquadrar nas premissas estabelecidas de aplicação do ajuste da camada resistente, o mesmo foi considerado inexistente;
- O ajuste dirigido ao contato entre unidades é aplicado, com referência a contatos, que se estabelecem dentro do intervalo de ancoragem do dispositivo de suporte. Deste modo, considerando apenas o siltito, como unidade representante do intervalo rochoso ancorado, tal ajuste não foi considerado no caso em estudo;
- A partir da vistoria *in loco* realizada em subsolo, junto áreas rompidas, não foi identificada a presença de água, em qualquer das onze áreas avaliadas; e
- O índice de ajuste que pondera o efeito da sobrecarga, exercida por camadas pouco competentes (fracas), situadas acima do intervalo ancorado pelos tirantes, e que submete esse intervalo rochoso a uma pressão adicional, não foi considerado no presente estudo, já que, a sequência de unidades rochosas identificadas, a partir da sondagem (FT-02), não produz o cenário propício à aplicação do ajuste.

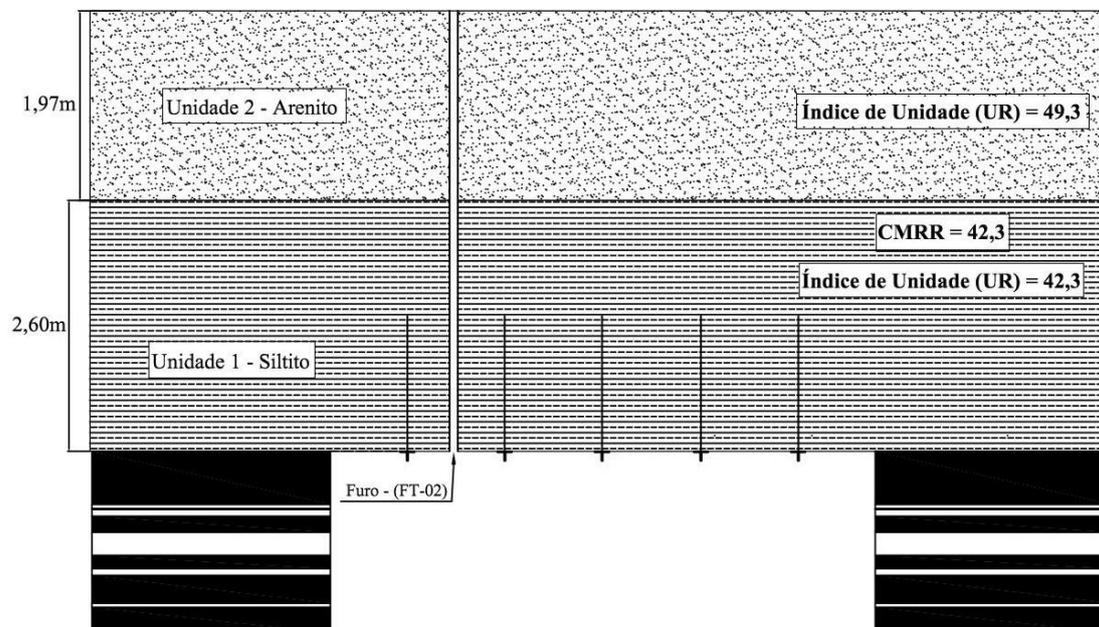
Assim, de acordo com os critérios apontados acima, os ajustes atribuídos à avaliação do conjunto de camadas rochosas atirantadas, e que configuram o índice de teto (RR), no sistema CMRR, não foram considerados, resultando assim, no valor idêntico, entre o índice de unidade (UR) do teto imediato e o CMRR (Tabela 42).

Portanto, conforme estabelecido por Molinda e Mark (1994), e dirigido a casos, onde o valor do índice CMRR, situa-se no intervalo de (0-45), fato este, que inclui o caso em estudo, atribui-se uma condição de teto com baixa competência ou categoria de teto fraco.

A seguir, na Figura 78, é apresentado o perfil geológico-geotécnico construído, a partir de informações obtidas na investigação (FT-02). As duas unidades geotécnicas principais estão acompanhadas, individualmente, da espessura e qualidade, assim como,

do índice CMRR, estabelecido para o maciço rochoso situado no intervalo ancorado pelo tirante.

Figura 78 – Perfil geológico-geotécnico definido a partir da investigação (FT-02), realizada nas proximidades das áreas de ruptura. As unidades geotécnicas principais são acompanhadas de qualificação individual (UR) e da competência do maciço rochoso, situado no intervalo ancorado tirante (CMRR).



Fonte: Autor.

Buscando enriquecer ainda mais a caracterização geomecânica da sequência de unidades geotécnicas de teto, representativa das áreas rompidas, foi empregada, no presente estudo, uma ferramenta computacional desenvolvida pela (NIOSH - *National Institute for Occupational Safety and Health*), para o cálculo do índice CMRR, que foi nutrida com as informações, apresentadas na Tabela 42. Esse aplicativo pode ser adquirido gratuitamente, em sua versão 2.1.03, no *site* do referido Instituto.

Os resultados da classificação geomecânica da sequência de teto com auxílio desse aplicativo, são apresentados a seguir, nas (Figura 79, Figura 80, Figura 81 e Figura 82), que representam a sequência de janelas de armazenamento de informações de entrada e saída do *software*. A sequência de etapas operacionais, desse utilitário é apresentada, sequencialmente, acompanhada de legendas explicativas.

Figura 79- Janela inicial do aplicativo, onde são armazenadas informações gerais, tais como: localização do ponto de caracterização geomecânica, tipo de informação utilizada (paredes de escavação ou testemunhos de sondagem), além do número de unidades geotécnicas identificadas.

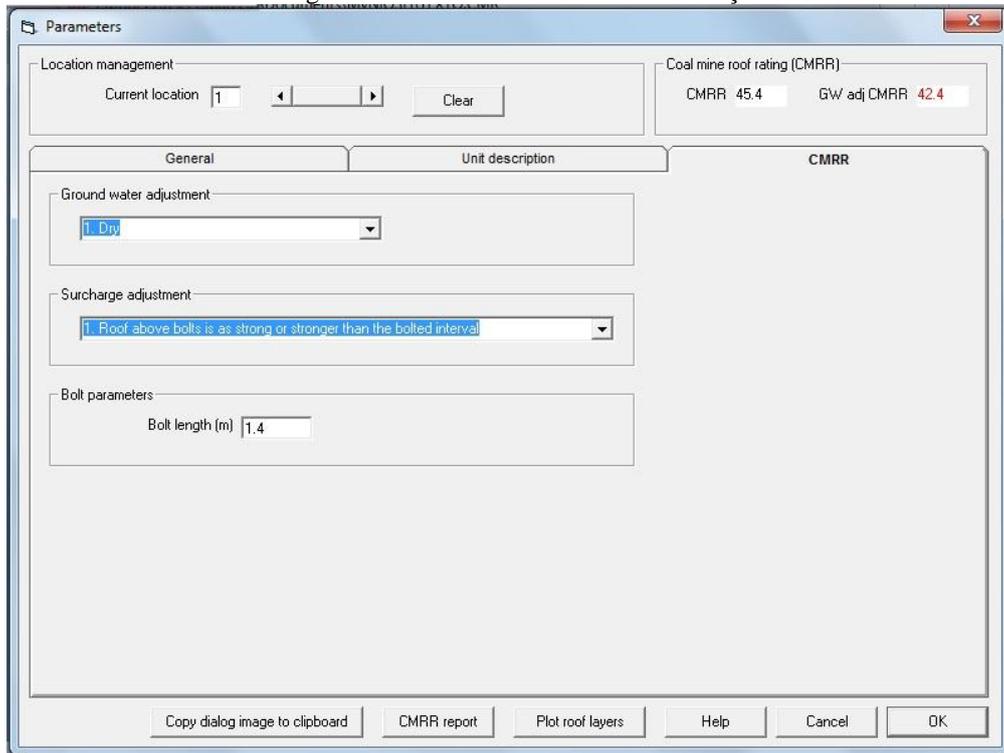
Fonte: NIOSH (2013).

Figura 80 - Janela seguinte, apresentando os parâmetros de entrada, na caracterização individual (UR) de unidades, tais como: resistência à compressão, além de informações referentes à intensidade e qualidade de descontinuidades.

Unit number	Thickness (m)	Depth to top of unit (m)	Unit Name
Unit 2	1.97	80.43	SANDSTONE
Unit 1	2.6	82.40	DARK GRAY MASSIVE CHURNED SANDY SHALE (325)
	4.57		

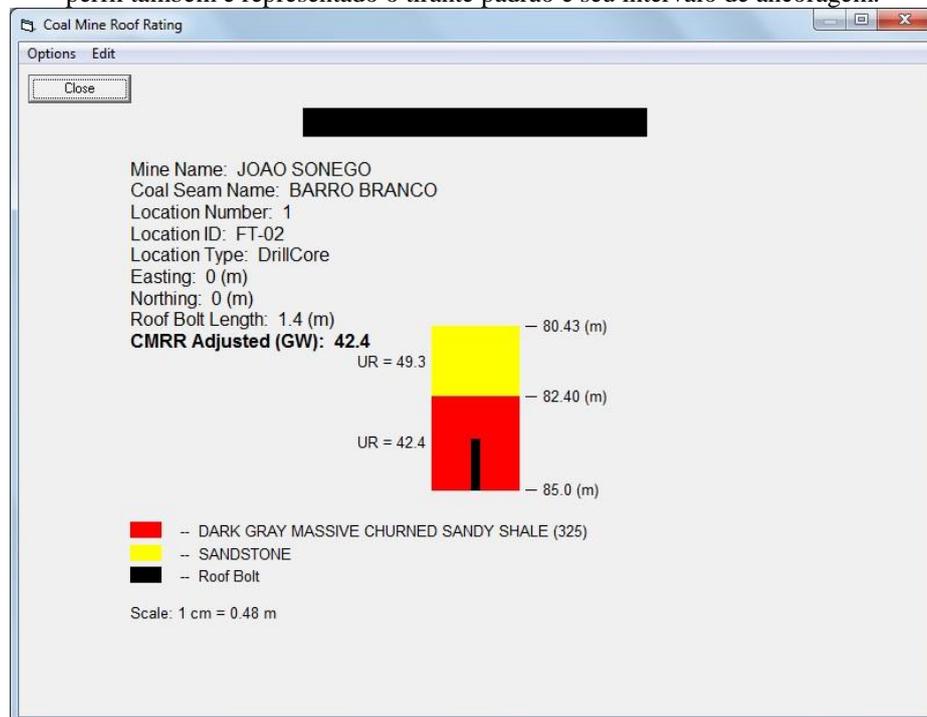
Fonte: NIOSH (2013).

Figura 81 - Seleção dos parâmetros de entrada, associados à avaliação do conjunto de camadas rochosas, situadas no intervalo de ancoragem do tirante (RR). Na porção superior, a direita da imagem, é apresentada, em sequência, da esquerda para a direita, valores de CMRR, sem e com a aplicação do desconto dirigido à sensibilidade a umidade do maciço rochoso.



Fonte: NIOSH (2013).

Figura 82 – Formato de tela final, apresentando o perfil da sequência de unidades geotécnicas, sua qualificação individual (UR), acompanhado do valor de CMRR, ajustado aos efeitos do intemperismo. No perfil também é representado o tirante padrão e seu intervalo de ancoragem.



Fonte: NIOSH (2013).

4.4 DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE SUPORTE DE TETO

4.4.1 COM O AUXÍLIO DA CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA RMR

O dimensionamento do sistema de suporte de teto, dirigido aos cruzamentos de entradas em minas subterrâneas de carvão, representam um desafio, uma vez que, a dimensão de suas diagonais, pode facilmente ser ampliada, se maiores cuidados não forem tomados por operadores de equipamentos, durante o processo de lavra.

Outro fator que contribui para o alargamento de escavações, nessas regiões, são fragmentos, que se desagregam do canto dos pilares, como resultado da concentração de tensões nesses locais.

Na utilização de procedimentos empíricos em projetos de aberturas subterrâneas, em minas de carvão, é especialmente importante, estimar a altura de carregamento de rocha (*rock load*), sobre o teto de uma escavação e que deve ser controlada, a partir da instalação de tirantes (Unal, 1986).

No presente estudo, a definição de altura de carregamento adotada, é idêntica a utilizada pelo autor referido, que representa a região com elevado potencial de instabilidade, localizada acima da linha de teto, a qual sofrerá eventual ruptura, caso não esteja adequadamente atirantada (Figura 48).

A altura de maciço carregado, sobre o teto de uma galeria, é obtida principalmente, a partir da análise de casos de ruptura, que podem ser provenientes de: registros da própria mineradora, fornecidos por órgãos do governo, ligados à mineração ou baseado em observações de caimentos vigentes, desenvolvidos no interior de uma mina.

Caso tais registros, não se encontrem disponíveis, Unal (1983, 1986 e 1989), sugere sua estimativa, a partir da equação 3.7. Essa equação, quando utilizada na definição da altura de carregamento de rocha, sobre o teto de uma galeria, a largura do vão (*roof span*), representa a largura da galeria (B). Em caso de estimativa da altura de carregamento nos cruzamentos entre galerias (B'), a média do somatório das duas diagonais, deve ser considerada.

Portanto, ao ser estimada nos cruzamentos entre galerias, através da equação 3.7 em função do RMR da sondagem geotécnica (FT-02), a altura de provável instabilidade

(*rock-load*), revelou-se bem mais elevada (Tabela 43) quando comparada as profundidades de rupturas medidas em subsolo (Tabela 39).

Tabela 43 - Altura de carregamento estimada a partir da sondagem geotécnica FT-02.

Dimensão típica aplicada nos cruzamentos entre galerias (B')	RMR_D (sondagem FT-02)	h_t (equação 3.7)
*7,89 m	43	4.50m
***9,31 m		5.30m
**8,49 m		4.80m

Linha com valores: * mínimos, *** máximos e ** médios.

Modificado de Tôres (2018).

Outra alteração ocorrida, que merece destaque, é a diferença entre o tempo de auto-sustentação do maciço rochoso, que forma o teto imediato das galerias, junto às áreas rompidas.

Esse período, quando previamente estimado, através do índice RMR_D obtido a partir da caracterização geomecânica do furo de sondagem (FT-02) (Tabela 40) apresentou intervalo de auto-sustentação próximo de 24 horas (ou 1 dia), considerando uma escavação de 6,0m de largura. Por outro lado, se adotada uma dimensão idêntica de galeria, porém, seguida do índice médio de RMR_{retro}médio=68 (Tabela 41), esse período estende-se a um período próximo de 11 meses (Figura 47).

De acordo com Unal (1986), os resultados de suas investigações indicam que a equação empírica, desenvolvida para cálculo da altura de carregamento de rocha, sobre o teto da galeria (equação 3.7), representa uma ferramenta de estimativa razoável do limite de carga máxima, que deve ser controlada pelo sistema de suporte.

Uma vez que a altura de carregamento de rocha, sobre o teto da escavação é conhecida, a seleção de um novo sistema de suporte, dirigido a aberturas subterrâneas, pode ser determinado, considerando as equações empíricas propostas por: Unal (1983, 1986 e 1989) e Bieniawski (1984, 1987, 1989 e 1992).

Portanto, a partir dos cenários de RMR (RMR_D e RMR_{retro}médio), produzidos através da qualificação geomecânica do siltito (unidade 1) e apresentados, respectivamente, nas (Tabela 40 e Tabela 41), foram determinadas as características de comprimento e espaçamento entre tirantes, dirigidas a dispositivos de suporte com ($\phi=16\text{mm}$) e ($\phi=19\text{mm}$). O espaçamento foi determinado nas galerias para ambos os

diâmetros (equação 3.8), assim como, na direção das diagonais dos cruzamentos. Para os diâmetros referidos, considerando que o ($\phi=16\text{mm}$) é o aplicado e o ($\phi=19\text{mm}$) é o sugerido, neste estudo, a equação 3.8 determina o espaçamento entre tirantes, cujo ao resultado, já encontrar-se atribuído um fator de segurança ($FS=1.7$).

O resultado dos cenários de dimensionamento é apresentado a seguir, nas (Tabela 44, Tabela 45, Tabela 46 e Tabela 47).

Tabela 44 – Dimensionamento da configuração de suporte em galerias, empregando tirantes com diâmetro de 16mm ($C_b=10$ toneladas).

Dimensionamento de suporte em galerias				
Cenário RMR	Cenário de dimensão	Comprimento do tirante	Espaçamento entre tirantes (galeria) ($\phi=16\text{mm}, P/FS=1.7$)	Número de tirantes por linha (galeria)
RMR_D 43	MÁX = 6,60m	2,00m	0,80m	8
	MIN = 5,50m	1,60m	0,90m	6
RMR_{retro médio} 68	MÁX = 6,60m	1,10m	1,00m	6
	MIN = 5,50m	1,00m	1,20m	5

Fonte: Autor.

Tabela 45 - Dimensionamento da configuração de suporte nos cruzamentos entre galerias, empregando tirantes com diâmetro de 16mm ($C_b=10$ toneladas).

Dimensionamento de suporte dirigido ao cruzamento entre galerias				
Cenário RMR	Cenário de dimensão	Comprimento do tirante	Espaçamento entre tirantes (linha diagonal) ($\phi=16\text{mm}, P/FS=1.7$)	Número de tirantes por linha (linha diagonal)
RMR_D 43	MÁX = 9,31m	2,70m	0,70m	14
	MIN = 7,89m	2,20m	0,70m	11
RMR_{retro médio} 68	MÁX = 9,31m	1,50m	0,90m	10
	MIN = 7,89m	1,30m	1,00m	8

Fonte: Autor.

Tabela 46 - Dimensionamento da configuração de suporte em galerias, empregando tirantes com diâmetro de 19mm (Cb=15 toneladas).

Dimensionamento de suporte em galerias				
Cenário RMR	Cenário de dimensão	Comprimento do tirante	Espaçamento entre tirantes (galeria) ($\varnothing=19\text{mm}, P/FS=1.7$)	Número de tirantes por linha (galeria)
RMR_D 43	MÁX = 6,60m	2,00m	0,95m	7
	MIN = 5,50m	1,60m	1,00m	5
RMR_{retro médio} 68	MÁX = 6,60m	1,10m	1,30m	5
	MIN = 5,50m	1,00m	1,40m	4

Fonte: Autor.

Tabela 47 - Dimensionamento da configuração de suporte nos cruzamentos entre galerias, empregando tirantes com diâmetro de 19mm (Cb=15 toneladas).

Dimensionamento de suporte dirigido ao cruzamento entre galerias				
Cenário RMR	Cenário de dimensão	Comprimento do tirante	Espaçamento entre tirantes (linha diagonal) ($\varnothing=19\text{mm}, P/FS=1.7$)	Número de tirantes por linha (linha diagonal)
RMR_D 43	MÁX = 9,31m	2,70m	0,80m	11
	MIN = 7,89m	2,20m	0,90m	9
RMR_{retro médio} 68	MÁX = 9,31m	1,50m	1,10m	9
	MIN = 7,89m	1,30m	1,15m	7

Fonte: Autor.

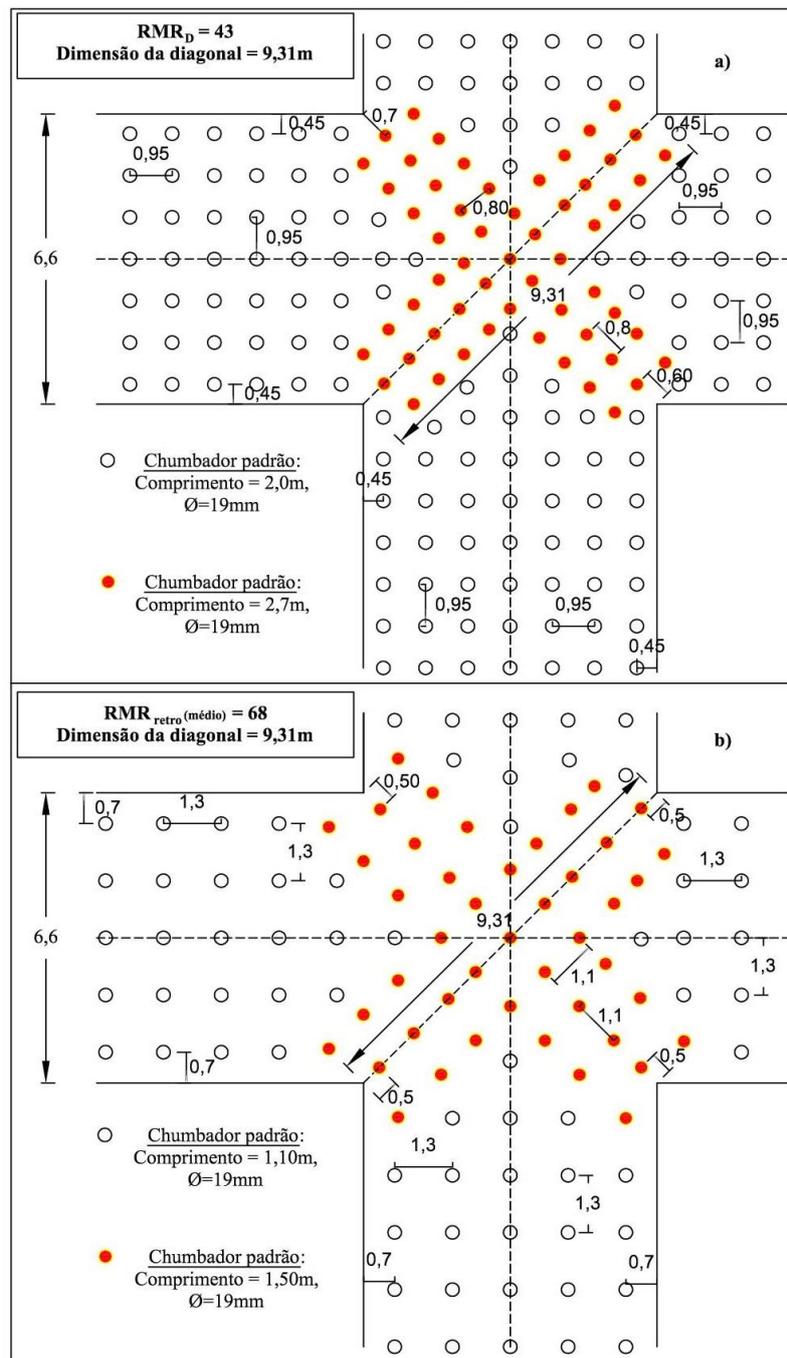
A partir da análise das informações apresentadas, anteriormente, nas tabelas de dimensionamento, tornam-se evidentes as vantagens do emprego do índice $RMR_{\text{retro}} \text{ médio}$ na estimativa da configuração do sistema de suporte. A aplicação desse índice na escolha do sistema de contenção traz vantagem de ordem econômica, uma vez que, a necessidade de instalação de um menor número de tirantes, traz um ganho em rapidez, nas operações de atirantamento, resultando em um menor tempo para início dos avanços na operação de lavra. Porém, para sua aplicação as dimensões geométricas empregadas nas escavações e a altura das rupturas devem efetivamente ser estudadas e conhecidas.

Neste estudo, e conforme já referido anteriormente, entre outras informações, foram coletadas: altura de ruptura/dimensão das escavações, em 11 regiões de cruzamentos entre galerias da mina João Sônego. Fato, que permitiu a comparação entre os resultados do dimensionamento de suporte, a partir do índice RMR retro-calculado (médio) (Tabela 41), com aquele alcançado, utilizando-se, para isto, da equação 3.7, a qual é dirigida a casos onde o (h_t), não é conhecido, e por consequência, precisa ser estimado em função da competência do maciço rochoso (índice RMR) que forma o teto da escavação (Tabela 40).

Pelo fato de desconsiderar as heterogeneidades que, por ventura, possam servir como zonas preferenciais de ruptura no maciço rochoso, tal equação, mostrou-se bastante conservadora na estimativa do (h_t), quando guarnecida com o índice RMR, obtido a partir da caracterização geomecânica da sondagem (FT-02) (Tabela 43).

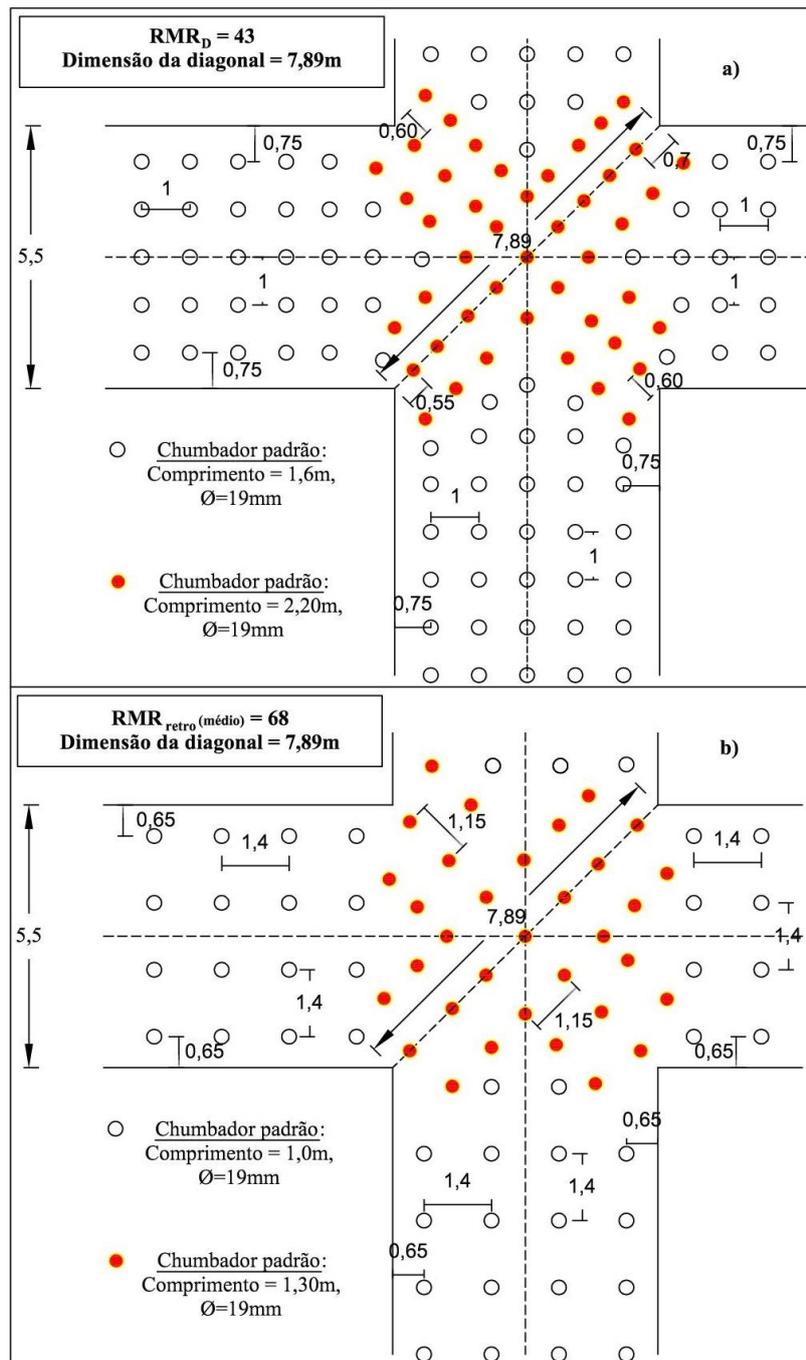
A seguir, nas (Figura 83 e Figura 84) são apresentadas as configurações de suporte sugeridas em galerias e cruzamentos, considerando: tirantes com ($\phi=19\text{mm}$), cenários RMR determinados, em conjunto com as dimensões geométricas das escavações (Tabela 46 e Tabela 47).

Figura 83 - Configuração do sistema de suporte: (a) Cenário de $RMR_D=43$ /diagonal=9,31m; e (b) Cenário de $RMR_{retro,médio}=68$ /diagonal=9,31m.



Fonte: Autor.

Figura 84 - Configuração do sistema de suporte: (a) Cenário de $RMR_D=43$ /diagonal=7,89m; e (b) $RMR_{retro,médio}=68$ /diagonal=7,89m.



Fonte: Autor.

4.4.2 COM O AUXÍLIO DA CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA CMRR

O papel principal desempenhado pelos tirantes instalados no teto de uma mina, consiste em elevar a resistência estrutural das unidades geotécnicas, situadas no seu intervalo de ancoragem, proporcionando, a melhora na qualidade de auto-suporte dos maciços rochosos (Mark *et al.*, 2001).

A seguir, o índice CMRR, obtido através da caracterização geomecânica do furo de sondagem (FT-02) (Tabela 42), em conjunto das informações coletadas na mina, entre elas: dimensões aplicadas nas diagonais e profundidade de cobertura (Tabela 39) serão utilizadas em equações empíricas, já apresentadas no Capítulo 3, desenvolvidas exclusivamente para a definição do comprimento, capacidade e malha de tirantes, em minas subterrâneas de carvão.

A determinação do sistema de suporte será acompanhada de uma estimativa da dimensão máxima tolerada nos cruzamentos entre galerias (média do somatório das duas diagonais), em função da competência do maciço rochoso (índice CMRR), que forma o teto das escavações estudadas (Tabela 42).

A definição dos parâmetros referidos, é apresentada a seguir, em formato semelhante ao guia de dimensionamento passo a passo, apresentado em Mark *et al.* (2001).

(Passo 1) – Caracterização geotécnica da sequência geológica de teto: Neste estudo, o índice CMRR foi determinado a partir de testemunhos rochosos recuperados na sondagem (FT-02), cujos resultados são apresentados na Tabela 42;

(Passo 2) – Avaliação das tensões: De acordo com Mark *et al.* (2001), em escala mundial, a medição do estado tensões no maciço rochoso, em minas subterrâneas de carvão, representa um procedimento pouco comum, e, por este motivo, os autores referidos sugerem a estimativa aproximada desse parâmetro, a partir da profundidade de cobertura.

Os casos de ruptura, em estudo, estão situados, integralmente, a uma profundidade de aproximadamente 85 metros (Tabela 39);

(Passo 3) - Determinação do mecanismo de reforço a ser empregado no projeto do sistema de suporte: Em situações onde o intervalo de ancoragem do tirante não é capaz de alcançar um horizonte rochoso competente e auto-sustentável, a manutenção da estabilidade da escavação deve ser promovida, com o auxílio de um mecanismo de reforço que atue, preservando o atrito entre as superfícies de descontinuidade da rocha. Nesse caso, o papel fundamental do suporte, consiste em promover o agrupamento de estratos rochosos de baixa resistência, visando à construção de uma viga rochosa mais competente no teto da escavação.

A linha de separação apresentada, na Figura 61, e representada pela equação de regressão logarítmica (equação 3.14), estabelece uma fronteira entre casos históricos situados, acima desta linha, e que representam situações onde os tirantes reforçam o teto por suspensão ou auxiliam no controle de queda de blocos de rocha, daqueles, posicionados abaixo, em que os dispositivos de suporte atuam, essencialmente, no reforço do maciço rochoso por atrito (efeito viga).

Portanto, considerando a profundidade de cobertura de 85 metros (279 ft), que representa a posição em subsolo, onde as rupturas avaliadas, neste trabalho, se desenvolveram, em conjunto com a equação 3.14, obtem-se um índice de CMRR=50.6, o qual é superior a CMRR=42.3, obtido através da caracterização geotécnica da sondagem (FT-02) (Tabela 42).

O atendimento dessa premissa autoriza o prosseguimento do dimensionamento do sistema suporte, a partir da metodologia (ARBS - *Analysis of Roof Bolt Systems*), uma vez que, a mesma foi concebida, exclusivamente para casos (onde $CMRR < 21.6 + 11.5 (\log_{10} H)$) semelhantes aos estudados, em que os tirantes devem trabalhar no reforço do teto da escavação pelo efeito viga;

(Passo 4) – Determinação da dimensão nos cruzamentos entre galerias: A metodologia de dimensionamento ARBS, recomenda a aplicação da (equação 3.15), na determinação da largura máxima sugerida, nos cruzamentos entre galerias, em função da competência dos maciços rochosos (índice CMRR), que formam o teto da escavação. Porém, os idealizadores desse conjunto de ferramentas empíricas (Mark *et al.*, 2001) ressaltam que, quando possível, as dimensões aplicadas nos cruzamentos, devem ser medidas, e tais valores, utilizados no conjunto de equações.

No caso da mina João Sônego, as dimensões de diagonais aplicadas, no conjunto de onze cruzamentos avaliados, pode variar de 7,89 a 9,31 metros (26 a 30.5 ft) (Tabela 39).

Considerando esse dois valores, que representam, respectivamente, a dimensão mínima e máxima aplicada, nos cruzamentos entre galerias, em conjunto com a equação 3.15, obtem-se, respectivamente, índices retro-calculados de CMRR=23 e CMRR=40.4. Esse fato aprova as dimensões aplicadas nos cruzamentos da mina, junto às áreas de ruptura, uma vez que, a unidade geotécnica que forma o teto imediato das escavações, apresenta competência (índice CMRR) superior (Tabela 42), tolerando cruzamentos com dimensões de até 9,45 metros (31 ft);

(Passo 5) - Determinação do comprimento do tirante: Com base nos estudos desenvolvidos por Molinda *et al.* (2000), que demonstram redução em até 65% dos caimentos de teto, com o emprego de tirantes mais longos, foi desenvolvida uma equação (equação 3.16) para ser utilizada como um guia, na seleção do comprimento adequado do chumbador (Mark *et al.*, 2001). Conforme os autores referidos, a (equação 3.16), incorpora os principais fatores que afetam no comprimento necessário do parafuso, isto é: dimensão da abertura, nível de tensões no maciço e competência do teto escavado.

Dessa forma, avaliando, individualmente, os dois cenários de dimensões máxima e mínima aplicadas, nos onze cruzamentos investigados, em conjunto da profundidade de cobertura (Tabela 39) e da competência do maciço rochoso que forma o teto da escavação (Tabela 42), a equação 3.16, sugere a aplicação de chumbadores com comprimento de 1,3 metros, dirigido ao cenário, com dimensão mínima (7,89m) e 1,5 metros, considerando a dimensão máxima de 9,31 metros, aplicada nos cruzamentos entre galerias;

(Passo 6) - Determinação intensidade de suporte sugerida: A metodologia utilizada na determinação da capacidade de carga mínima, sugerida por unidade de comprimento de tirante ($PRSUP_G$), conforme mostrado na equação 3.19, baseia-se na distribuição de tensões, estimada, a partir da profundidade de cobertura (H), qualidade do teto da escavação (índice CMRR) e a diferença entre a dimensão aplicada e a sugerida, nos cruzamentos entre galerias ($I_s - I_{sG}$). Além disso, (Mark *et al.*, 2001) recomendam, que nesta equação, seja aplicado o fator de estabilidade ($SF=1.2$) e que o valor mínimo de $PRSUP_G= 4.5$ t/m (3.0 Klb/ft), seja utilizado, em situações onde a capacidade de carregamento necessária dos chumbadores é mínima.

Portanto, a partir das informações já estimadas em passos anteriores, em conjunto com a equação 3.19, obtem-se valores de $PRSUP_G=7.4$ e 10 t/m (5.0 e 6.6 Klb/ft), considerando, respectivamente, as dimensões mínima e máxima utilizadas nos cruzamentos entre galerias analisados. Esses resultados, seguidos de um resumo geral do dimensionamento do sistema de suporte realizado, até o presente passo, são mostrados a seguir, na Tabela 48.

Tabela 48 – Cenários de dimensões avaliados, competência do teto imediato e parâmetros de dimensionamento sugeridos através da metodologia ARBS.

*Dimensão típica aplicada nos cruzamentos entre galerias (I_s)	*Dimensão ideal aplicada nas galerias (W_e)	Índice CMRR sondagem (FT-02)	Largura máxima sugerida nos cruzamentos (I_{s_G})	Comprimento do tirante (L_b)	Intensidade de suporte sugerida ($PRSUP_G$)(SF=1.2)
MIN = 7,89m	MIN = 5,50m	42,3	9,45m	1,3m	7,4t/m (5,0Klb/ft)
MÁX = 9,31m	MÁX = 6,60m			1,5m	10,0t/m (6,6Klb/ft)

*A dimensão ideal foi determinada através da aplicação do Teorema de Pitágoras ($a^2 + b^2 = c^2$). A dimensão típica baseia-se nas medidas aplicadas (Molinda *et al.* 2000).

Fonte: Autor.

(Passo 7) - Determinação da malha e capacidade de chumbadores: A metodologia de dimensionamento de suporte ARBS, recomenda a equação 3.17 na determinação das demais variáveis de projeto. Essa estimativa é conduzida, normalmente, fixando valores dos parâmetros: comprimento do tirante (L_b), já selecionado no Passo 5; da largura da galeria (W_e) e do número tirantes por linha (N_b). Em seguida, são atribuídos ajustes às variáveis restantes: capacidade (C) e malha de chumbadores (S_b), de modo a atingir o PRSUP sugerido, apresentado na Tabela 48.

Assim, considerando os valores de intensidade de suporte sugerida aos diferentes cenários de dimensão ideal de galerias (Tabela 48), foram simuladas, a partir da (equação 3.17), diferentes configurações de número e espaçamento entre tirantes (N_b e S_b), com comprimento (L_b) fixado em 1,4 metros, as quais forneceram a capacidade individual do dispositivo de suporte a ser aplicada.

Os resultados do dimensionamento são apresentados a seguir, na Tabela 49.

Tabela 49 – Capacidade individual de tirante recomendada em função dos diferentes cenários geométricos de escavação e de atirantamento.

Capacidade individual de tirante recomendada - $S_b=1.0m$			
PRSUP sugerido = 7.4t/m (5.0Klb/ft)		PRSUP sugerido = 10t/m (6.6Klb/ft)	
$S_b = 1.0m$	$S_b = 1.0m$	$S_b = 1.0m$	$S_b = 1.0m$
$W_e = 5.50m$	$W_e = 5.50m$	$W_e = 6.60m$	$W_e = 6.60m$
$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$
$N_b = 4$	$N_b = 5$	$N_b = 4$	$N_b = 5$
C = 7,3 toneladas	C = 5,8 toneladas	C = 11,5 toneladas	C = 9,2 toneladas
Capacidade individual de tirante recomendada - $S_b=1.30m$			
PRSUP sugerido = 7.4t/m (5.0Klb/ft)		PRSUP sugerido = 10t/m (6.6Klb/ft)	
$S_b = 1.30m$	$S_b = 1.30m$	$S_b = 1.30m$	$S_b = 1.30m$
$W_e = 5.50m$	$W_e = 5.50m$	$W_e = 6.60m$	$W_e = 6.60m$
$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$
$N_b = 4$	$N_b = 4$	$N_b = 4$	$N_b = 5$
C = 9,5 toneladas	C = 15,1 toneladas	C = 12,1 toneladas	C = 12,1 toneladas
Capacidade individual de tirante recomendada - $S_b=1.40m$			
PRSUP sugerido = 7.4t/m (5.0Klb/ft)		PRSUP sugerido = 10t/m (6.6Klb/ft)	
$S_b = 1.40m$	$S_b = 1.40m$	$S_b = 1.40m$	$S_b = 1.40m$
$W_e = 5.50m$	$W_e = 5.50m$	$W_e = 6.60m$	$W_e = 6.60m$
$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$	$L_b = 1.4m$
$N_b = 4$	$N_b = 4$	$N_b = 4$	$N_b = 5$
C = 10,2 toneladas	C = 16,2 toneladas	C = 12,9 toneladas	C = 12,9 toneladas

Fonte: Autor.

A partir da análise das informações apresentadas nas (Tabela 48 e Tabela 49), observa-se que, considerando a configuração de espaçamento de 1,0 metro, entre tirantes, com 5 dispositivos de 1,40 metros, instalados por linha, arranjo este, idêntico ao tradicionalmente empregado nas galerias da mina (Tabela 36 e Figura 72), em nenhum dos casos, mesmo considerando as dimensões mínima e máxima de galerias estimada (Tabela 39), a capacidade individual de tirante sugerida, ficou acima de 10 toneladas. Inclusive, se apenas a dimensão mínima de 5,50 metros, for levada em consideração, a metodologia ARBS, julga como eficaz a intensidade de suporte alcançada, para uma configuração semelhante à referida, porém, com apenas 4 tirantes por linha, para maior parte dos cenários de espaçamento entre chumbadores simulados (Tabela 49).

A capacidade de carregamento individual do tirante aplicado se torna inferior ao sugerido, apenas quando a simulamos, em função de galerias com $W_e=6,60$ metros de extensão, considerando 4 chumbadores espaçados por unidade métrica, ou em circunstâncias as quais, as galerias apresentam a dimensão mencionada, porém,

sustentadas por linhas de 4 quatro ou 5 tirantes, afastados entre si, por um intervalo de 1,3 ou 1,4 metros.

Portanto, com referência aos casos de ruptura nos cruzamentos entre galerias avaliados, nesse estudo, a técnica de dimensionamento de suporte ARBS apontou como adequada a intensidade de suporte fornecida, pelo sistema atirantamento padrão, empregado na mina (Tabela 36 e Figura 72), caso o mesmo estivesse operando no reforço dos estratos rochosos do teto imediato por efeito viga (Tabela 50).

Tabela 50 - Intensidade de suporte fornecida (PRSUP) pelo padrão de atirantamento aplicado na mina, caso o mesmo estivesse operando no reforço de teto por efeito viga.

Intensidade de suporte aplicada na mina - PRSUP	
$L_b = 1.4\text{m}$	$L_b = 1.4\text{m}$
$N_b = 5$	$N_b = 5$
$C = 10$ toneladas	$C = 10$ toneladas
$S_b = 1.0\text{m}$	$S_b = 1.0\text{m}$
*$W_e = 5.50\text{m}$/**$Is = 7,89\text{m}$	*$W_e = 6.60\text{m}$/**$Is = 9,31\text{m}$
PRSUP = 8.57Klb/ft (12.8t/m)	PRSUP = 7.14Klb/ft (10.6t/m)
PRSUP _G = 5.0Klb/ft (7.4t/m)	PRSUP _G = 6.6Klb/ft (10.0t/m)
PRSUP _{SF**} = PRSUP/PRSUP _G = 1.7	PRSUP _{SF**} = PRSUP/PRSUP _G = 1.08

*Estimada a partir do Teorema de Pitágoras

**Medida

**Fator de estabilidade (SF)

A metodologia ARBS foi desenvolvida exclusivamente para seleção do sistema de suporte em unidades geotécnicas pouco competentes, submentidas a níveis de tensões elevadas. Neste caso, os tirantes devem trabalhar no reforço dos estratos rochosos, por atrito (efeito viga) (Mark *et al.*, 2001), diferentemente do sistema de atirantamento, tradicionalmente empregado nas operações de sustentação de teto na mina, que atua no reforço do teto imediato por suspensão (Figura 71 e Figura 73).

Por fim, foi realizado o dimensionamento do sistema de suporte dirigido aos cenários exibidos na Tabela 50, com o auxílio do o *software* (ARBS - *Analysis of Roof Bolt Systems*), já apresentado no Capítulo 3, criado para auxiliar na seleção do suporte, em minas subterrâneas de carvão.

Os resultados do dimensionamento, a partir desse aplicativo, são apresentados a seguir, nas (Figura 85, Figura 86, Figura 87 e Figura 88), as quais representam uma sequência de janelas, utilizadas no armazenamento de dados de entrada e saída do *software*. A sequência de etapas operacionais desse utilitário é apresentada em cada figura, acompanhada de uma legenda explicativa.

Figura 85 - Janela inicial, onde são armazenadas informações referentes ao cenário ($We=5,50/ Is=7,89$ metros). Na metade esquerda, fatores como: competência do teto escavado e dimensões geométricas das escavações e, na direita, as características do sistema de suporte tradicionalmente aplicado na mina.

The 'Parameters' dialog box contains the following data:

Section	Parameter	Value
Geology	Coal Mine Roof Rating	42.3
	Depth of Cover (m)	85
	Unit Weight of Rock (kN/m ³)	25
Mining factors	Actual Intersection Span (m)	7.89
	Entry Width (m)	5.5
Design factors	Stability Factor	1.2
	Number of Support Systems	1
First Support System	Actual Bolt Length (m)	1.4
	Bolt Diameter (mm)	15.875
	Bolt Grade (MPa)	540
	Number of Bolts per Row	5
	Row Spacing (m)	1

Buttons at the bottom: Results, Cancel, OK, Help, Copy Clip.

Fonte: NIOSH (2013).

Figura 86 - Resultado do *checklist* fornecido pelo *software*, onde são conferidos os elementos geométricos e de suporte referentes: ao mecanismo de reforço, geometria da escavação, comprimento e capacidade dos tirantes aplicados. O processo é finalizado com a estimativa da intensidade suporte sugerida ($ARBS_G$) e aplicada ($ARBS$), em função dos valores dos elementos introduzidos na janela anterior.

```

[ARBS SUITABILITY]
OK to use ARBS, bolt reinforcement mechanism is beam building.

[INTERSECTION SPAN INFORMATION]
Suggested Intersection Span.....9.4 (m)
Intersection Span: OK.

[BOLT INFORMATION]
Suggested Bolt Length.....1.3 (m)
Bolt Length: OK.
Bolt Capacity.....106.9 (kN)

[ARBS DESIGN]
Suggested ARBS.....5.1
Actual ARBS for this design.....9.3
  
```

Fonte: NIOSH (2013).

Figura 87 - Informações referentes ao cenário ($I_s=9,31/We=6,60$ metros). Na metade esquerda, características indicativas da competência do teto, dimensões das escavações e, na direita, as particularidades do sistema de suporte tradicionalmente aplicado na mina.

Fonte: NIOSH (2013).

Figura 88 - Resultado da avaliação individual dos elementos de suporte: mecanismo de reforço, geometria de escavação e características dos tirantes. O processo é finalizado com a estimativa da intensidade suporte sugerida ($ARBS_G$) e aplicada ($ARBS$), em função dos valores dos elementos introduzidos na janela anterior.

Calculation Results	
[ARBS SUITABILITY]	
OK to use ARBS, bolt reinforcement mechanism is beam building.	
[INTERSECTION SPAN INFORMATION]	
Suggested Intersection Span.....	9.4 (m)
Intersection Span: OK.	
[BOLT INFORMATION]	
Suggested Bolt Length.....	1.5 (m)
Bolt Length: OK.	
Bolt Capacity.....	106.9 (kN)
[ARBS DESIGN]	
Suggested ARBS.....	6.8
Actual ARBS for this design.....	7.8

Fonte: NIOSH (2013).

Capítulo 5

5.0 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

A unidade minera João Sônego, de propriedade da Cooperativa de Extração de Carvão Mineral dos Trabalhadores de Criciúma (Cooperminas), localizada no limite entre os municípios de Criciúma e Forquilha, no Estado de Santa Catarina, atua na atividade de exploração de carvão mineral da camada Barro Branco. O processo de lavra se desenvolve a uma profundidade média de 85m, pelo método câmaras e pilares, onde os pilares e o teto das galerias exercem a função de sustentação dos seguintes carregamentos verticais: a carga vertical exercida pelas unidades geotécnicas que formam o teto imediato da escavação (*roof load*), a qual exerce maior pressão aos tirantes; e a carga nos pilares aplicada pelo gradiente de sobrecarga dos pacotes rochosos e terrosos de cobertura (*overburden*) (Mark *et al.*, 2000).

A sequência geológica de teto, referida como tradicional, pelo corpo técnico da mineradora, definida a partir de investigações de sondagem, entre elas a (FT-01) (Figura 73), é composta por três unidades geotécnicas: a unidade 1, representada pelo siltito, que apresenta 1,10m de espessura, a unidade 2, formada por uma camada de arenito, com 1,70m de espessura e a unidade 3, também formada por siltito, cuja espessura, se estende além do comprimento estabelecido para a investigação referida. A partir da definição e qualificação das unidades estruturais, que representam o teto das escavações, foi adotado, pela mineradora, conforme relatado no Capítulo 4 (item 4.2.1), um sistema de contenção padrão, dirigido às galerias e, representado por: tirantes de $\phi = 16\text{mm}$ com 1,40m de comprimento ativo, ancorados pontualmente com auxílio de uma coluna de resina com 0,75m de extensão (Tabela 36).

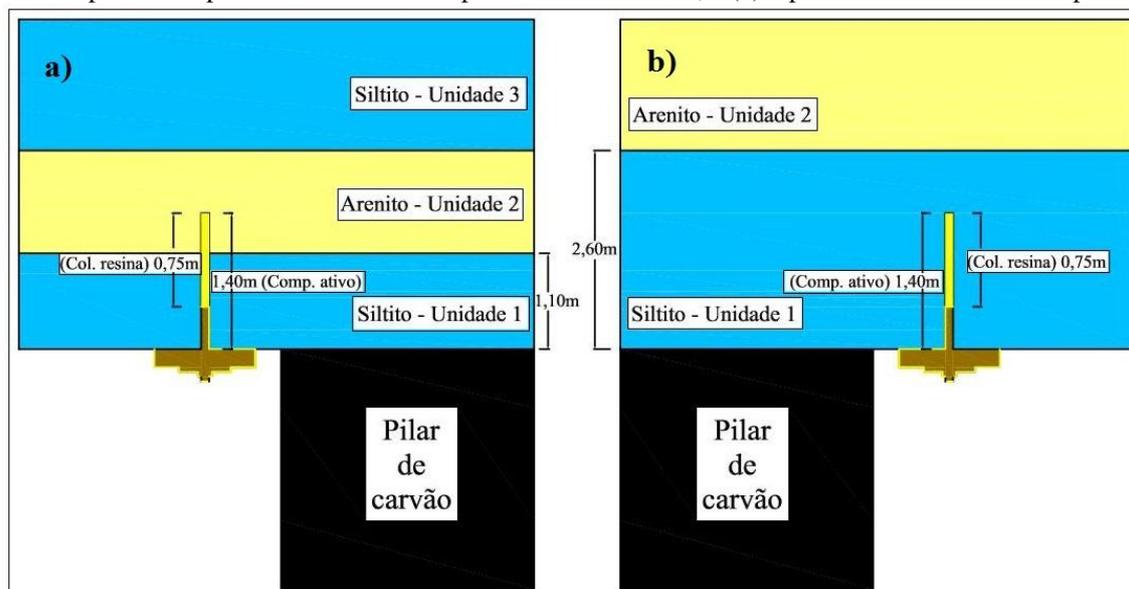
O mecanismo de reforço proposto pelo sistema de suporte referido tem a função de efetuar a suspensão da unidade pouco competente (unidade 1/siltito), em uma unidade mais competente (unidade 2/arenito) e, a partir da aplicação de um torque ou pré-tensão nos tirantes, as unidades estruturais são agrupadas, formando um intervalo rochoso único, mais competente e com melhores características de auto-sustentação (Figura 71).

Em antigos painéis de extração da unidade, foram identificadas diversas rupturas de teto imediato, situadas em regiões de cruzamentos entre galerias, cujo histórico indica terem iniciado, em um período próximo de 2,5 anos após a lavra dos painéis.

Vistorias realizadas em subsolo, junto a essas regiões, mostraram cavidades de ruptura cuja altura, medida em relação à projeção da superfície teto das galerias, varia de 2,35m até 3,10m, com valor médio de 2,70m (Tabela 39). Testemunhos rochosos recuperados na sondagem geotécnica (FT-02), realizada nas proximidades de 11 áreas de ruptura (Figura 1), e executada exclusivamente para auxiliar na elucidação dos eventos de ruptura, mostraram um incremento na espessura da (unidade 1- siltito), nessa região da mina, atingindo 2,60m (Figura 76).

O aumento da espessura da unidade estrutural que forma o teto imediato das escavações (siltito), junto à região de rupturas, entre outros fatores, acarretou na elevação do contato desta unidade com a unidade 2, que até então se estabelecia, dentro do intervalo rochoso ancorado pelos tirantes. Em relação ao cenário de teto tradicional, esse novo contexto, descaracteriza os conceitos básicos necessários para a aplicação do reforço por suspensão, uma vez que no mesmo, ocorre a exclusão da camada competente do intervalo atirantado (Figura 89).

Figura 89 – Cenários de estruturação de teto imediato atirantado: (a) tradicional com suspensão da camada pouco competente em uma de competência mais elevada; e (b) representativo das áreas rompidas.



Fonte: Autor.

A Figura 89b, que representa o cenário de teto imediato, junto às áreas rompidas, retrata a inoperância do reforço suspensivo por intermédio de tirantes com 1,40 metros de comprimento ativo.

Considerando essa variação na estruturação do teto das galerias da mina, que demonstra a impossibilidade de aplicação de um mesmo padrão de atirantamento em todas as frentes da unidade, buscou-se uma nova configuração de suporte, dirigida ao cenário de teto imediato identificado junto às áreas de ruptura.

Os sistemas de classificação geomecânica de maciços rochosos têm por finalidade, qualificar a rocha a partir de índices numéricos atribuídos aos principais parâmetros, que determinam a sua competência. A soma desses índices de avaliação resulta em um valor final, que além de traduzir a qualidade ou competência do maciço, pode ser utilizado como representante dessa característica, em equações empíricas de dimensionamento de suporte subterrâneo.

Em se tratando de minas subterrâneas de carvão, destacam-se: as ferramentas empíricas desenvolvidas por Unal (1983, 1986, 1989) e Bieniawski (1987, 1992), que utilizam a classificação geomecânica RMR no dimensionamento de suporte de teto, e o sistema de classificação CMRR, criado por Molinda & Mark (1993, 1994), exclusivamente para avaliação da competência de maciços rochosos sedimentares, frequentemente associados a camadas de carvão. O dimensionamento do sistema de suporte com auxílio da classificação geomecânica CMRR, é efetuado através de equações empíricas desenvolvidas por Mark *et al.* (2001).

A caracterização das unidades geotécnicas que formam o teto imediato das escavações, em estudo, foi realizada a partir dos sistemas de classificação geomecânica referidos, seguido da aplicação de seus índices finais em equações empíricas desenvolvidas exclusivamente para o dimensionamento de suporte teto operante, no mecanismo de reforço por efeito viga.

Conforme apresentado na Tabela 40, o índice RMR (RMR_D), obtido na avaliação geotécnica da (unidade 1), que forma o teto imediato da escavação é 43, fato este, que a enquadra na classe de maciço rochoso III, a qual a classificação RMR (Bieniawski, 1989), atribui uma qualidade razoável (Tabela 14).

A aplicação da equação 3.7, em função de informações referentes às dimensões aplicadas nos cruzamentos entre galerias, além da profundidade das cavidades de ruptura (Tabela 37 e Tabela 38), permitiram a obtenção do índice RMR (RMR_{retro}), determinado a partir da equação 3.20, conforme sugerido por Unal (1986).

Os índices de RMR retro-calculados foram determinados para os cenários com dimensões mínima, máxima e média de altura de ruptura em conjunto com suas respectivas dimensões de escavação (B') (Tabela 41). Em decorrência dessa estimativa, foram obtidos índices de qualidade para o siltito, apresentados na Tabela 41, que apontam um valor de $RMR_{\text{retro}} \text{ médio} = 68$.

Os índices de qualidade retro-calculados, determinados em função das informações apresentadas na Tabela 41, forneceram valores mais elevados do que o determinado, a partir da caracterização geomecânica dos testemunhos rochosos recuperados na sondagem (FT-02) (Tabela 43).

Conseqüentemente, quando estimada através da equação 3.7 em função do $RMR_D = 43$, obtido através da sondagem geotécnica (FT-02) (Tabela 40) e das dimensões aplicadas nos cruzamentos entre galerias (B'), apresentadas na Tabela 39, a altura de carregamento (h_t), revela-se bem mais elevada (Tabela 43), quando comparada com as profundidades de ruptura (h_t') medidas em subsolo e apresentadas na Tabela 41.

De acordo com Unal (1986) a equação 3.7, desenvolvida para cálculo da altura de carregamento de rocha, sobre o teto da galeria, representa uma ferramenta de estimativa razoável do limite de carga máxima, que deve ser controlada pelo sistema de suporte.

A diferença entre o índice de qualidade obtido através da caracterização geomecânica de testemunhos de sondagem (Tabela 40) e o determinado em função da razão, entre a profundidade ruptura e da dimensão aplicada nos cruzamentos (Tabela 41), também se reflete no tempo de auto-sustentação do maciço rochoso, que forma o teto imediato das galerias, junto às áreas rompidas.

Esse período, quando estimado, através do índice de qualidade $RMR_D = 43$ (classe de maciço III) (Tabela 40), determina um intervalo de auto-sustentação próximo de 24 horas (ou 1 dia), considerando uma escavação de 6,0m de largura. Por outro lado, se uma dimensão idêntica for adotada, porém em função do índice $RMR_{\text{retro}} \text{ médio} = 68$ (classe de maciço II) (Tabela 41), esse período estende-se a 11 meses (Figura 47).

Uma vez que a altura de carregamento de rocha, sobre o teto da escavação é conhecida, a seleção de um novo sistema de suporte, dirigido a aberturas subterrâneas, pode ser determinado, considerando as equações empíricas propostas pelos autores já referidos.

Portanto, a partir dos cenários de RMR ($RMR_D = 43$ e $RMR_{\text{retro}} \text{ médio} = 68$), determinados para a unidade 1 e apresentados na Tabela 43, foram definidas as características de comprimento e espaçamento entre tirantes, dirigidas a dispositivos de

suporte com ($\phi=16\text{mm}/\text{Cb}=10\text{t}$) e ($\phi=19\text{ mm}/\text{Cb}=15\text{t}$). O espaçamento entre tirantes foi determinado para a extensão das galerias, assim como na direção das diagonais dos cruzamentos (média do somatório das diagonais), a partir da equação 3.8. Para os diâmetros referidos, considerando que: o ($\phi=16\text{mm}$) representa o diâmetro aplicado e o ($\phi=19\text{mm}$) o sugerido, nesse estudo, a equação 3.8, determina o espaçamento entre tirantes, cujo resultado já vem acrescido o fator de segurança ($\text{FS}=1.7$) (Tabela 44, Tabela 45, Tabela 46 e Tabela 47).

A partir da análise das tabelas de dimensionamento referidas, torna-se clara a vantagem de se ter o conhecimento da altura das cavidades de ruptura e das dimensões das escavações, visando a determinação da configuração do sistema de suporte subterrâneo através do índice $\text{RMR}_{\text{retro}}$.

Devido a desconsiderar as heterogeneidades que, por ventura, possam servir como zonas preferências de ruptura no maciço rochoso, a equação 3.7, revela-se conservadora na estimativa do (h_i), quando processada com o índice RMR_D (Tabela 40). O método de qualificação do maciço escavado, a partir do retro-cálculo do RMR, determinou um índice médio de qualidade do maciço rochoso mais elevado (classe II), fato este, que reflete integralmente nos resultados da intensidade do sistema de suporte.

Esse relato pode ser observado nas (Tabela 51 e Tabela 52), onde são apresentados os resultados do dimensionamento do sistema de suporte em galerias e cruzamentos, em função dos cenários de RMR e de dimensão de escavações empregadas, nesse estudo. Nesse cálculo, são considerados tirantes com $\phi=16\text{mm}$ e, a título comparativo, também são exibidos os parâmetros que configuram o sistema de suporte padrão empregado na mina, que opera no reforço de teto por suspensão (Figura 72).

Tabela 51 – Dimensionamento do sistema de suporte em galerias, considerando os cenários de RMR e de dimensões determinados. Por fim, a título de comparação são apresentados os parâmetros de projeto, que compõem sistema de suporte tradicionalmente empregado na mina.

Dimensionamento de suporte em galerias					
Cenário RMR	Cenário de dimensão	Altura de carregamento	Comprimento do tirante	**Espaçamento entre tirantes	Número de tirantes por linha (galeria)
RMR _D 43	MÁX = 6,60m	3,80m	2,00m	0,80m	8
	MIN = 5,50m	3,10m	1,60m	0,90m	6
RMR _{retro médio} 68	MÁX = 6,60m	2,10m	1,10m	1,00m	6
	MIN = 5,50m	1,80m	1,00m	1,20m	5
Configuração de suporte da mina	5,00m	1,10m	1,40m	1,00m	5

**($\varnothing=16\text{mm}$, P/FS=1.7)

Fonte: Autor.

Tabela 52 - Dimensionamento do sistema de suporte dirigido ao cruzamento entre galerias, considerando os cenários de RMR e de dimensões determinados. Por fim, a título de comparação são apresentados os parâmetros de projeto, que compõem sistema de suporte tradicionalmente empregado na mina.

Dimensionamento de suporte dirigido ao cruzamento entre galerias					
Cenário	Cenário de dimensão	Altura de carregamento	Comprimento do tirante	**Espaçamento entre tirantes	Número de tirantes por linha (linha diagonal)
RMR _D 43	MÁX = 9,31m	5,30m	2,70m	0,70m	14
	MIN = 7,89m	4,50m	2,20m	0,70m	11
RMR _{retro médio} 68	MÁX = 9,31m	3,00m	1,50m	0,90m	10
	MIN = 7,89m	2,50m	1,30m	1,00m	8
Configuração de suporte da mina	* 7,10m	1,10m	1,40m	Linha principal - 5 tirantes (Sb=1,00m) Linha de reforço - 2 tirantes (Sb=0,50m)	7

*Estimada a partir do Teorema de Pitágoras

**($\varnothing=16\text{mm}$, P/FS=1.7)

Fonte: Autor.

Conforme pode ser observado nas (Tabela 51 e Tabela 52), o roteiro de equações empíricas de dimensionamento do sistema de suporte em minas subterrâneas de carvão, desenvolvido por Unal (1983, 1986, 1989) e Bieniawski (1987, 1992), tem como ponto de partida, o cálculo da altura de carregamento de rocha sobre o teto das galerias (h_t), ou seja, a altura de maciço rochoso, situado no teto da escavação a qual, está sujeita a um

colapso, caso não contida de forma apropriada. No cálculo do (h_i) é sugerida por Unal (1986) a equação 3.20, onde esse parâmetro é determinado em função da qualidade do maciço rochoso, que forma o teto da escavação (ou índice RMR), em conjunto com a dimensão da escavação (B e B'). Dessa forma, torna-se evidente a necessidade de se trabalhar com um índice de RMR, que represente as reais condições do maciço rochoso escavado, além de efetuar um controle rígido, na aplicação das dimensões de escavação definidas em projeto, uma vez que, conforme pode ser observado na equação 3.20 e nas tabelas de dimensionamento apresentadas, logo acima, a variação tanto da qualidade do maciço, que forma o teto imediato, quanto das dimensões das escavações, promovem um impacto direto na intensidade do sistema de suporte necessária.

A altura de carregamento estimada nos cruzamentos entre galerias através da equação 3.20, em função da dimensão máxima aplicada (9,31m) e do índice $RMR_D=43$, atinge a dimensão de 5,30m (Tabela 52), medida esta bastante conservadora, quando comparada ao valor de 3,10m, o qual, entre as 11 áreas estudadas, representa a maior profundidade de cavidade de ruptura medida em subsolo (Tabela 39).

Uma fração do conjunto total de áreas rompidas visitadas, no presente estudo, permitiu um exame visual completo de seus anfiteatros de ruptura. Em todos esses casos, a altura de caimento, apresentou-se condicionada à espessura da (unidade 1-siltito), fato este, que retrata a necessidade de monitoramento das variações na espessura, dessa unidade.

O comprimento do tirante sugerido, no mecanismo de reforço por efeito viga, é definido como a metade da altura de carregamento $0.5h_i$. Por outro lado, se considerado o reforço por suspensão, que representa o mecanismo de sustentação operante na mina, o comprimento do suporte deverá contemplar a espessura integral da unidade 1, acrescida de no mínimo 0,30m de ancoragem na camada competente (Figura 71).

A eficácia da aplicação de um sistema de sustentação único (Tabela 36), onde um maciço rochoso com qualidade razoável (classe III), é suportado a partir de um horizonte rochoso competente (unidade 2-arenito) e de boa qualidade (classe II) (Figura 73), associa-se a um único cenário, cuja camada de siltito, que representa o teto imediato das escavações, apresenta espessura pouco variável, de até 1,10m, dirigida a todas as regiões da mina. Esse fato, além de pouco provável, não retrata a realidade da Unidade João Sônego, e a prova disso são as rupturas avaliadas no presente estudo (Tabela 39).

Por fim, ainda considerando o efeito suspensivo, Peng (1986), destaca sua inaplicabilidade, dirigida a situações onde a unidade pouco competente, e que deve ser sustentada, apresenta espessura superior à unidade métrica.

O dimensionamento de um sistema de suporte a partir do índice RMR_{retro} em galerias e cruzamentos da mina, considerando tirantes com $\phi=16\text{mm}$, atuando no reforço de teto por efeito viga, e sua comparação com o sistema tradicionalmente aplicado na mina (Tabela 36 e Figura 72), o qual opera no reforço do teto por suspensão, desperta interesse. Essa curiosidade diz respeito à eficácia da configuração padrão, caso atuasse no reforço do teto imediato por efeito viga, considerando as dimensões mínimas aplicadas nas galerias e cruzamentos (Tabela 51 e Tabela 52).

Em função dos cenários de RMR e das dimensões mínimas e máximas aplicadas em galerias e nos cruzamentos da mina (Tabela 39), foi selecionado um sistema de atirantamento, atuante no reforço do teto imediato por efeito viga, para os cenários de dimensões mínimas e máximas aplicadas nas galerias e nos cruzamentos avaliados. Nessa seleção, foram empregados tirantes com $\phi=19\text{mm}$, cuja a capacidade individual atinge 15 toneladas (Tabela 46 e Tabela 47).

Nas (Figura 83 e Figura 84), são apresentadas os esboços das configurações de atirantamento sugeridas para os cenários de qualidade de maciço e de dimensões de escavações subterrâneas estudadas.

Conforme apresentado nas figuras referidas e esclarecido anteriormente, além da dimensão das escavações o dimensionamento do sistema de suporte a partir de um índice RMR mais baixo, reflete diretamente no resultado da intensidade de suporte proposta em um projeto de atirantamento. A seleção do sistema de suporte em função do índice ($RMR_D=43$) e da dimensão mínima e máxima aplicada nas galerias (5,50m e 6,60m) sugere, respectivamente, a utilização de tirantes com comprimento de 1,60m e 2,0m. Já dirigido aos cruzamentos, foram obtidos comprimentos que atingem 2,70 metros, considerando a dimensão máxima de 9,31m, aplicada nesses locais.

O emprego de tirantes extensos em minas subterrâneas de carvão, entre outros fatores, representa uma tarefa operacional complicada, uma vez que na maioria dos casos a altura das galerias encontra-se associada à espessura da camada de carvão. No caso da camada Barro Branco, a qual é explorada na unidade mineradora do presente estudo, sua espessura média é de 2,0m. Dessa forma, sugere-se a aplicação de tirantes mais curtos, com comprimento ativo de 1,40m ($\phi=19\text{mm}$), operando em coluna total de

resina, dirigido a todos os cenários apresentados nas (Tabela 46 e Tabela 47) e nas (Figura 83 e Figura 84).

Tôrres (2018), através da aplicação do método dos elementos finitos, determinou índices de deslocamento, vertical e horizontal, simulando diferentes configurações de atirantamento para sustentação do siltito (unidade 1), que forma o teto imediato nas regiões de ruptura estudadas (Figura 77). O resultado final demonstrou, que a configuração estabelecida com tirantes de $\phi=19\text{mm}$, 1,40 metros de comprimento ativo, operando no reforço de teto imediato por efeito viga indicou um dos menores índices de deslocamento vertical, atingindo 0,158m (Tabela 53). Segundo o autor, tal desempenho encontra-se associado ao emprego de tirantes com maior diâmetro, característica essa que eleva a rigidez (*stiffness*), fornecida pelo sistema de suporte.

Tabela 53 - Resumo dos resultados da simulação computacional.

<i>Suporte</i>	<i>Mecanismo de reforço</i>	<i>Comprimento dos tirantes (m)</i>	<i>Capacidade dos tirantes (toneladas)</i>	<i>Deslocamento vertical (m)</i>	<i>Deslocamento horizontal (m)</i>
Escavação sem suporte	-	-	-	0,861	0,177
Tirantes ($\phi=16\text{mm}$)	suspensão	1,40m	10	0,348	0,073
Tirantes ($\phi=16\text{mm}$)	efeito viga	1,40m	10	0,260	0,063
Tirantes ($\phi=19\text{mm}$)	efeito viga	1,40m	15	0,158	0,043
Tirantes ($\phi=16\text{mm}$)	efeito viga	2,10m	10	0,193	0,079
Tirantes ($\phi=19\text{mm}$)	efeito viga	2,10m	15	0,129	0,038

Fonte: Tôrres, 2018.

Na busca de um diagnóstico adequado, dirigido aos 11 casos de ruptura desenvolvidos em antigos painéis de lavra da mina, foi utilizada a classificação geomecânica (CMRR), desenvolvida a partir de casos históricos em minas subterrâneas de carvão, nos Estados Unidos e concebida exclusivamente para avaliação geomecânica de seqüências de rochas sedimentares tipicamente associadas a este depósito mineral.

O dimensionamento do sistema de suporte, que se utiliza dessa classificação geomecânica, foi realizado de acordo com a metodologia de seleção passo a passo apresentada em Mark *et al.* (2001) e no Capítulo 4, do presente estudo.

Os resultados obtidos na caracterização geomecânica das unidades geotécnicas, individualizadas, a partir dos testemunhos da sondagem (FT-02) são apresentados na

Tabela 42, que têm como base as etapas de qualificação do maciço exibidas no fluxograma/guia, apresentado na Figura 50.

De acordo com os critérios apresentados no Capítulo 4 e considerados na determinação dos índices de avaliação de cada parâmetro o CMRR é 42,3 (Tabela 42). Essa medida além de situar-se no intervalo de (0-45), condição esta, que Molinda e Mark (1994), classificam como teto pouco competente ou fraco, retrata a qualidade ou competência do intervalo rochoso situado dentro dos limites de ancoragem do tirante.

O perfil geológico-geotécnico construído, a partir de informações obtidas na investigação (FT-02) é apresentado na Figura 78, onde as unidades geotécnicas individualizadas estão acompanhadas da espessura e qualidade individual (UR), assim como, do índice CMRR, estabelecido para o maciço rochoso situado no intervalo ancorado pelo tirante padrão.

Nos casos investigados, o sistema de suporte padrão utilizado na sustentação do teto de galerias da mina, é representado por tirantes com 1,40 metros de comprimento ativo (Tabela 36). Portanto, se comparado, esse intervalo, com a espessura da camada de siltito (Figura 78), que representa o teto imediato das escavações, o trecho ancorado pelo tirante é formado somente por uma única unidade geotécnica, cuja espessura, é bem superior ao intervalo atirantado.

Nesse caso, e conforme as informações fornecidas no Capítulo 4 o índice de competência (ou CMRR), dirigido ao intervalo atirantado é idêntico a UR da (unidade 1-siltito) (Tabela 42 e Figura 78).

De propriedade do índice CMRR, obtido através da caracterização geomecânica do furo de sondagem (FT-02) (Tabela 42), em conjunto das informações de subsolo, entre elas: dimensões mínima e máxima medidas nos cruzamentos e estimadas nas galerias, além da profundidade de cobertura (Tabela 39), foram utilizadas em equações empíricas, apresentadas no Capítulo 4, desenvolvidas por Mark *et al.* (2001), exclusivamente para a definição do comprimento (L_B), capacidade (C) e densidade da malha de tirantes (S_B e N_B), atuando no reforço de tetos fracos por efeito viga.

A partir desse conjunto de informações referido, foram obtidas medidas de intensidade de suporte sugerida - $PRSUP_G=7.4t/m$ e $10 t/m$ ($5.0Klb/ft$ e $6.6Klb/ft$) considerando, respectivamente, as dimensões mínima e máxima aplicada nos cruzamentos entre galerias, avaliados no presente estudo (Tabela 48). O valor final dessa estimativa já se encontra submetido ao fator de estabilidade ($FS=1.2$), recomendado por Mark *et al.* (2001).

Na determinação dos demais parâmetros de projeto, que representam a malha e a capacidade dos tirantes à metodologia de dimensionamento de suporte ARBS, recomenda a equação 3.17. Essa estimativa é conduzida, normalmente, fixando os valores dos parâmetros: comprimento do tirante (L_b), largura da galeria (W_e) e do número de tirantes por linha (N_b). Em seguida, são atribuídos ajustes às variáveis restantes: capacidade (C) e malha de chumbadores (S_b), de modo a atingir o PRSUP sugerido, apresentado na Tabela 48.

Assim, considerando os valores de intensidade de suporte sugerida ($PRSUP_G$) aos diferentes cenários de dimensões de galeria estimados (Tabela 48), foram simuladas, a partir da equação 3.17, diferentes configurações de número (N_b) e espaçamento entre tirantes (S_b), com comprimento (L_b), fixado em 1,4 metros, as quais forneceram a capacidade individual do dispositivo de suporte que deve ser aplicado, a cada arranjo de atirantamento simulado (Tabela 49).

A partir da análise das informações apresentadas na Tabela 49, observa-se que, considerando a configuração de espaçamento entre tirantes $S_b=1,0$ metro, com 5 dispositivos de $L_b=1,40$ metros instalados por linha, arranjo este, idêntico ao tradicionalmente empregado nas galerias da unidade (Tabela 36 e Figura 72), em nenhum dos cenários de dimensões avaliadas (Tabela 49), a capacidade individual do tirante sugerida, ficou acima de 10 toneladas. Inclusive, se apenas a dimensão mínima $W_e=5,50$ metros, for levada em consideração, a metodologia ARBS, julga como eficaz a intensidade de suporte alcançada, para uma configuração semelhante à referida, porém, com apenas 4 tirantes por linha, para maior parte dos cenários de espaçamento entre chumbadores simulados (Tabela 49).

A capacidade de carregamento individual do tirante aplicado se torna inferior ao sugerido, apenas quando a simulamos, em função $W_e=6,60$ metros de extensão, considerando 4 tirantes espaçados entre si por unidade métrica, ou em circunstâncias onde, as entradas apresentam extensão similar à mencionada, porém, sustentadas por linhas 4 quatro ou 5 tirantes, afastados entre si, por um intervalo de 1,3 ou 1,4 metros.

Portanto, com referência aos casos de ruptura nos cruzamentos entre galerias avaliados, nesse estudo, a técnica de dimensionamento de suporte ARBS, apontou como adequada a intensidade de suporte fornecida, pela configuração de atirantamento padrão, empregada na mina (Tabela 36 e Figura 72), caso a mesma estivesse operando no reforço do teto imediato das galerias e cruzamentos, através do efeito viga (Tabela 50).

Capítulo 6

6.0 CONCLUSÕES

Esse estudo foi desenvolvido com o propósito de diagnosticar uma série de rupturas de teto imediato desenvolvidas em antigos painéis de lavra em uma mina subterrânea de carvão.

Com essa proposta, foram realizadas visitas em subsolo, que auxiliaram na identificação de um total de 11 áreas rompidas, situadas em cruzamentos de galerias. Esse conjunto de casos práticos serviu de alicerce na concepção de um modelo geológico-geotécnico de ruptura, além de permitir uma avaliação da eficácia do sistema de contenção padrão tradicionalmente aplicado em todas as regiões da mina. Na condução de um atendimento adequado dessas etapas, foram reunidas informações, tais como: medidas geométricas das escavações, profundidade das rupturas e informações da qualidade do maciço rochoso que forma o teto das galerias.

A qualificação das unidades geotécnicas que formam o teto das escavações foi realizada através de informações de sondagem e sob a ótica das classificações geomecânicas RMR e CMRR, as quais, em conjunto com equações empíricas, que as utilizam na seleção do sistema de suporte, determinaram uma nova configuração de atirantamento, mais adequada, dirigida às regiões de ruptura.

Informações obtidas na sondagem geotécnica de teto (FT-02) revelaram, junto às áreas rompidas, um espessamento substancial da (unidade 1-siltito). O siltito, até então popularmente caracterizado na mina, por apresentar, em média, 1,10 metros de espessura, junto às regiões de ruptura foi identificado com até 3,10m. O espessamento dessa unidade e conseqüente elevação do contato, estabelecido pela mesma com a unidade 2, não previsto, para essa região da mina, acarretou na perda da função exercida pelo sistema de suporte padrão aplicado, em todas as operações de sustentação de teto. O novo perfil geológico-geotécnico construído demonstra que para esse novo cenário de teto, tirantes com 1,40 metros de comprimento ativo, não se aplicam no reforço do teto imediato por suspensão.

Em todos os 11 casos avaliados, a altura de ruptura foi identificada como condicionada a oscilações na espessura da (unidade 1). Essas informações indicam que variações na espessura dessa unidade, devem ser monitoradas, uma vez que, é

justamente a carga exercida pela mesma, sobre o teto das escavações, que deve ser contida de forma adequada.

Mudanças no cenário de espessura da camada de siltito podem ser previstas, sem custo adicional, na etapa de perfuração de teto para fixação de tirantes, em diferentes frentes de lavra da mina. A diferença de resistência entre o siltito (43MPa) e o arenito (92MPa), possibilita, durante o processo de perfuração, por parte do operador, a identificação de horizontes rochosos distintos no teto das galerias, que exercem maior ou menor resistência a furação. Essa sistemática deve ser acompanhada de um controle visual da mudança na coloração da água empregada na perfuração. Dessa forma, a profundidade aproximada de passagem, entre diferentes unidades geotécnicas de teto pode, em muitos casos, ser determinada.

Outra sugestão consiste na aplicação de um sistema de filmagem acoplada ao processo de furação de teto (*borehole scope system*), o qual, além de permitir o controle das variações na espessura das unidades geotécnicas, possibilita, entre outros fatores: a identificação de fraturas, intensidade de lâminas rochosas e preenchimentos de descontinuidades, dispensando assim, grande parte dos custos adicionais necessários para a execução de sondagens.

Essas informações devem ser reunidas, entre outras razões, com o objetivo de construir o mapa de isópacas de teto imediato o qual, irá individualizar diferentes áreas da mina que necessitam de um sistema de sustentação diferenciado, daquele tradicionalmente empregado em todas as operações de atirantamento.

O sistema de classificação do maciço rochoso RMR, indicou uma qualidade razoável (classe de maciço III), para a unidade que forma o teto imediato junto às áreas rompidas. A partir do índice de qualidade $RMR_D=43$, obtido através da caracterização geomecânica da investigação geotécnica (FT-02), das dimensões máximas e mínimas aplicadas nas galerias (B) e nos cruzamentos (B'), foram determinadas alturas de carregamento (h_t) para todos cenários avaliados.

Visto que nos casos estudados, a altura de carregamento apresentou-se condicionada a espessura do siltito, o mesmo também foi qualificado através do retrocálculo (ou RMR_{retro}). Nesse caso, a qualidade do teto imediato foi determinada em função da razão entre a profundidade média de ruptura (h_t') e da dimensão média aplicada nos cruzamentos entre galerias (B'). A partir dessa relação geométrica, foi determinado um coeficiente RMR_{retro} médio=68, valor este, que classifica como de boa

qualidade (classe de maciço II) a unidade 1, a qual forma o teto imediato das escavações.

De posse de um modelo geológico-geotécnico de ruptura elaborado, da qualidade do maciço rochoso do teto imediato, representada pelos índices RMR_D e $RMR_{\text{retro}}^{\text{médio}}$ e das dimensões mínimas e máximas aplicadas nos cruzamentos e nas galerias da mina, foram determinadas diferentes configurações de dimensionamento do sistema de suporte, baseadas em tirantes com ($\phi=16\text{mm}$, Cb-10t) e ($\phi=19\text{mm}$, Cb-15t), dirigidas ao mecanismo de reforço por efeito viga. Entre os resultados obtidos, destacam-se:

- O dimensionamento do sistema de suporte a partir da classificação geomecânica RMR, tem como ponto de partida a altura de carregamento (h_t). Esse parâmetro, que representa uma estimativa da altura de rocha que exerce carga sobre o teto de uma escavação e, que deve ser contida, pode ser obtido de duas maneiras diferentes: em função da qualidade do maciço rochoso que forma o teto imediato (RMR) e das dimensões geométricas de escavação ou medido em subsolo. Conforme já referido, os casos de ruptura investigados mostraram suas profundidades inteiramente condicionadas a variações na espessura da (unidade 1-siltito), portanto, o monitoramento e a compreensão dessas oscilações de espessura, logicamente, resultam no conhecimento das variações nas alturas de carregamento (h_t);
- O arranjo de atirantamento sugerido a partir do índice RMR_D , mostrou-se mais conservador quando comparado ao estimado em função do $RMR_{\text{retro}}^{\text{médio}}$. Informações reunidas em subsolo, referentes à: altura de ruptura (h_t') e dimensões geométricas aplicadas nas escavações (B'), permitiram, em função do índice $RMR_{\text{retro}}^{\text{médio}}$, a concepção de um sistema de suporte dirigido exclusivamente a contenção da altura real de maciço rochoso, que deve ser contida por um sistema de tirantes. Portanto, a determinação de uma configuração de atirantamento, a partir do índice RMR_D , é indicada apenas a situações as quais não se dispõem de informações derivadas de casos históricos de ruptura.

Na busca de um diagnóstico adicional, dirigido às áreas de ruptura avaliadas, foi utilizada a classificação geomecânica (CMRR), a qual é empregada em equações empíricas, desenvolvidas, exclusivamente, para a seleção das características do sistema

de suporte e da dimensão máxima tolerada, nos cruzamentos entre galerias, em minas subterrâneas de carvão.

O índice de avaliação $CMRR=42,3$, obtido para o maciço rochoso que forma o intervalo completo de ancoragem do tirante padrão de 1,40 metros, retrata sua competência estrutural. Na classificação geomecânica $CMRR$ maciços rochosos que apresentam esse índice de avaliação, situado no intervalo de (0-45), são apontados como fracos ou pouco competentes.

Nos casos de ruptura estudados, o intervalo de maciço rochoso ancorado pelo tirante é formado somente por uma única unidade geotécnica, cuja espessura, é bem superior ao intervalo atirantado. Nesse caso, o índice de competência (ou $CMRR$), dirigido ao intervalo de maciço atirantado é idêntico ao índice de avaliação da qualidade individual (UR) do siltito.

De propriedade do índice $CMRR=42,3$, obtido através da caracterização geomecânica do furo de sondagem (FT-02), foram determinados os parâmetros: comprimento do tirante (L_B), capacidade (C) e densidade da malha de tirantes (S_B e N_B), atuando no reforço de tetos fracos por efeito viga.

A partir de elementos, tais como: dimensões geométricas empregadas e sugeridas nas escavações, profundidade de cobertura e competência do teto imediato, foram determinados dois cenários de intensidade de suporte sugerida, ($PRSUP_G=7.4t/m$, $PRSUP_G=10t/m$) ou (5.0Klb/ft e 6.6Klb/ft) considerando, respectivamente, as dimensões mínima e máxima aplicada nos cruzamentos e nas galerias. Essas medidas de intensidade de suporte recomendadas, aos cenários analisados, devem ser alcançadas, pelo sistema de atirantamento adotado.

Foram simuladas diferentes configurações de número e espaçamento entre tirantes (N_b e S_b), com comprimento (L_b), fixado em 1,40 metros, as quais forneceram a capacidade individual do dispositivo de suporte, que deve ser aplicada, a cada um dos arranjos apreciados.

Entre os cenários determinados, a capacidade de carga individual de tirante aplicada na mina, mostrou-se inferior a sugerida, apenas quando a estimamos, em função da dimensão máxima estimada nas galerias (6,60m). Nesse caso, considerado 4 tirantes espaçados entre si, por unidade métrica, ou em circunstâncias em que, essa extensão de teto referida é sustentada por linhas de 4 quatro ou 5 tirantes, afastados entre si, por intervalos de 1,30 ou 1,40 metros.

Portanto, com referência aos casos de ruptura nos cruzamentos entre galerias avaliados, a técnica de dimensionamento de suporte ARBS, apontou como adequada a intensidade de suporte fornecida, pela configuração de atirantamento padrão empregada na mina, caso a mesma estivesse operando no reforço do teto imediato, através do efeito viga.

Ambas as classificações geomecânicas *Rock Mass Rating* – RMR e *Coal Mine Roof Rating* – CMRR, mostraram-se grandes aliadas no dimensionamento empírico de sistemas de suporte subterrâneo, fornecendo, no presente estudo, índices de competência do maciço rochoso (RMR e CMRR), muito semelhantes. Os resultados obtidos no dimensionamento do sistema de suporte subterrâneo, a partir da classificação RMR, mostraram-se mais conservadores, quando comparados aos alcançados através da metodologia ARBS. Fatos como sua contemporaneidade, somado a característica de rápido avanço linear nas escavações realizadas com mineradores contínuos, em minas subterrâneas de carvão americanas, fazem com que a aplicação de sistemas de suporte suplementares, que visam aumentar a vida útil da abertura subterrânea, seja amplamente utilizada em estágio posterior a escavação como forma de complementar o padrão de suporte primário com tirantes, determinado através da metodologia ARBS.

Porém, destaca-se que somente a aplicação de técnicas de dimensionamento, mundialmente consagradas, não garante a construção de um sistema de suporte eficiente, uma vez que, entre outros fatores, variações não previstas, nas condições geológicas de teto, podem conduzir a ineficácia total do sistema de contenção aplicado.

7.0 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARBS - ANALYSIS OF ROOF BOLT SYSTEMS, VERSION 2, Help File Updated: Tuesday, December 11, 2012, 55pg.
- BROCH E; FRANKLIN J.A. The Point Load Strength Test. *Int. Journal Rock Mech. Min. Sci.* 9, 1972, pp. 669-697.
- BARTON, N. R.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for design of tunnel support. *Rock Mech.* 1974. Vol. 6. N. 4. 189 – 239 p.
- BAUER E.R; PAPPAS D.M, DOLINAR D.R, MCCALL F.E, BABICH D. R. Skin failure of roof and rib in underground coal mines. In: Peng SS, Mark C, Ed *Proceedings of the 18th International Conference on Ground Control in Mining.* Morgantown, WV: West Virginia University, 1999. pp. 108-114.
- BIENIAWSKI, Z. T. Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions of South Africa Institute of civil engineers*, 1973. v. 15, p. 335-344.
- BIENIAWSKI, Z T. The Point Load Test in Geotechnical Practice. *Eng. Geol.* v. 9, 1975, pp. 1-11.
- BIENIAWSKI, Z. T., "The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications," *Proc. 4th Congo Int. Soc. Rock Mech., ISRM, Montreux, Vol. 2,* 1979, pp. 41-48.
- BIENIAWSKI; Z.T.; RAFIA, F., AND NEWMAN, D.A., "Performance Evaluation of Automated Extraction System, Vol. 5, Geotechnical Investigations of the Roof Conditions in the Area Mined by the AES Machine," *Final Technical Report, DOE Contract ET-77-C-01-9144,* 1980, 73 p.
- BIENIAWSKI. Z.T., *Improved design of room and pillar coal mining.* Prepared for the U.S. Department of Energy, Office of Advanced Research and Technology, 1982, 165 p.
- BIENIAWSKI, Z. T. *Rock mechanics design in mining and tunneling,* 1984, A.A. Balkema.

- BIENIAWSKI Z.T. Strata control in mineral engineering. John Wiley & Sons, EUA, 1987. 212 p.
- BIENIAWSKI Z.T. Rock mass classification as a design aid in tunneling. Tunnels and Tunneling. 1988, 29:19–23.
- BIENIAWSKI, Z. T. Engineering rock mass classifications, John Wiley & Sons, EUA, 1989. 251 p.
- BIENIAWSKI, Z.T., 1992, Ground control, em: SME Mining Engineering Handbook 2nd Edition, vol.1, Cap. 10.5, Ed. Howard L. Hartman, Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., Littleton, EUA.
- BIENIAWSKI, Z. T.; ALBER, M.; KALAMARAS, G.S. Time Dependent Strength of Coal Strata for Long Term Pillar Stability. Proceedings of the 13st International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, WV: West Virginia University, US August 1994, p.81-90.
- BIENIAWSKI, Z.T. 2011. Misconceptions in the applications of rock mass classifications and their corrections. ADIF Seminar on Advanced Geotechnical Characterization for Tunnel Design Madrid, Spain, 29, June 2011, 32p.
- H. BLATT G.; MIDDLETON & R. MURRAY. Origin of Sedimentary Rocks. Prentice Hall, Inc.; 1980 (Second ed.).
- BRADY, B. H. G.; BROWN, E. T. Rock mechanics for underground mining. 3rd ed. Kluwer Academic Publishers. Dordrecht/Boston/London, 2004. 527 p.
- CANBULAT, I. Evaluation and design of optimum support systems in South African collieries using the probabilistic design approach. PhD thesis, University of Pretoria, 2008, Pretoria.
- CLARK, P. B. Rock mass and rippability evaluation for a proposed open pit mine at Globe-Progress, near Reefton. Master of Science in Engineering Geology 1996, 320p.
- CONNOLLY, M.A. A Geological Structural Assessment at Appin Colliery with Reference to Roof Failure and Directional Mining, In: Proceedings, Australian Institute of Mining and Metallurgy, n° 234, 1970. p. 17-26.

- CPRM. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – Pesquisa de Carvão no Brasil. BRASIL. Ministério de Minas e Energia. Rio de Janeiro, 1972. 1 v.
- DEERE, D. U. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*:1 (1):16-22. 1964.
- DEERE, D.U.; HENDRON, A.J.; PATTON, F.D. AND CORDING, E.J. Design of Surface and Near Surface Construction in Rock. Failure and Breakage of Rock, Proceedings of 8th US Symposium of Rock Mechanics, New York, 1967, 237-302.
- DEERE, D.U. AND DEERE, D.W. The rock quality designation (RQD) index in practice. In *Rock classification systems for engineering purposes*, (ed. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984, 1988, 91-101. Philadelphia: Am. Soc. Test. Mat.
- DEERE, D.U. Rock quality designation (RQD) after 20 years. US Army Corps Engrs contract report: GL-89-1. Waterways Experimental Station, Vicksburg, 1989. 67 p.
- DOLINAR, D.R.; BHATT, S.K. Trends in roof bolt application: New Technology for coal mine Roof Support. Information Circular IC 9453. National Institute for Occupational Safety and Health. Pittsburgh, 2000. p. 43-51.
- ENGLISH WIKIPEDIA 2018.
- FAIRHURST, C.; SINGH, B. Roof Bolting in horizontally laminated mine roof. *Engineering and Mining Journal*. 1974. p. 80-90.
- GALVIN, J. M. *Ground Engineering - Principles and Practices for Underground Coal Mining*. Springer International. Suíça, 2016. 684 p.
- GEOCONTROL S.A. Actualización del Índice Rock Mass Rating (RMR) para mejorar sus prestaciones em la caracterización del terreno. Centro para El Desarrollo Técnico Industrial (CDTI). Proyecto: IDI-20120658, 2012, Madrid, España.
- GEOSCINECE NEWS AND INFORMATION. 2018. Geology.com website

- GHOSE, AK., AND RAJU, N.M., 1981. "Characterization of Rock Mass vis-a-vis Application of Rock Bolting in Indian Coal Measures," "Proceedings 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics, MIT, Cambridge, MA, pp. 422–427.
- HILL, D. Practical Experiences With Application Of The Coal Mine Roof Rating (CMRR) In Australian Coal Mines; Proceedings Of The International Workshop On Rock Mass Classification In Underground Mining, 2007, pg.65-72.
- HOEK, E.; BROWN, E. T. Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy, London, 527pp. 1980.
- HOEK, E.; KAISER, P. K.; BAWDEN, W. F. Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam, 1998.
- HUDSON, J.A. E HARRISON, J.P. Engineering rock mechanics – an introduction to the principles, Pergamon Press, 1997, 444 pág., Londres.
- HUDSON, J.A. Rock Mechanics Principles in Engineering Practice. British Library, 1989, 72 pág., Londres.
- INGRAM D.K, CHASE F.E. Effects of ancient stream channel deposits on mine roof stability: A case study. Pittsburgh, Pa. U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines RI 9092, 1987.
- INGRAM D.K, MOLINDA G.M. Geologic discontinuities and their influence on regional stresses in Southern Illinois. In: Proceedings of the 3rd Conference on Ground Control Problems in the Illinois Coal Basin, 1990.
- IANNACCHIONE, A.T.; T.E. MARSHALL, AND L.J. PROSSER. "Failure Characteristics of Roof Falls at na Underground Stone Mine in Southwestern Pennsylvania," Proceedings, 20th International Conference on Ground Control in Mining, Morgantown, WV, Aug. 7-9, 2001, pp. 119-125.
- ISRM International Society for Rock Mechanics. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci. & Geomech. Abstracts, Vol. 15, 1978, pp. 319-368.

- ISRM. International Society for Rock Mechanics. Suggested rock characterization, testing and monitoring methods. Brown E.T. -, 1981, 171-183. Oxford, Pergamon.
- KARABIN, G. L.; HOCH, M. T. An Operational Analysis of pointed Resin-Anchored Bolting Systems. U.S. Department of Interior, Information Circular 1100. 1979. 14 p.
- KENDORSKI, E. R.; CUMMINGS,; Z. T. BIENIAWSKI, AND E. SKINNER. Rock Mass Classification for Block Caving Mine Drift Support. Proc. 5th mt. Con gr. Rock Mech., ISRM, Melbourne, 1983, page, B51-B63.
- KERTIS C.A. Reducing hazards in underground coal mines through the recognition and delineation of coalbed discontinuities caused by ancient channel processes. U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines RI 8987. NTIS No. PB86-156205, 1985.
- KOPPE, J.C. E COSTA, J.F.C.L.Mineração. In:Meio Ambiente e Carvão:Impactos da Exploração e Utilização. Cadernos de Planejamento e Gestão, FEPAM, nº 2, 2002. p. 15-28.
- KRIPAKOV, N.P. Alternatives for controlling cutter roof in coal mines , Proc of the 2th Int. Conf. On Ground Control in Mining, pág. 142-151, 1982, ed. S.S.Peng, Golden CO: Colorado School of Mines.
- LAUBSCHER, D.H. The importance of geomechanics classification of jointed rock masses in mining operations, In: exploration for rock engineering, Ed. E.T. Bieniawski, vol. 1, 1976, pág. 119-128, Balkema Editora, Cidade do Cabo, África do Sul.
- LAUBSCHER, D.H. Geomechanics classification of jointed rock masses – mining applications. Trans. of Institute of Mining and Metallurgy, n. 86, 1977, A1-A8, Londres.
- LAUBSCHER, D.H. A geomechanics classification system for the rating of rock mass in mine design. J S African Inst Min Metall, Vol 90, No. 10, 1990, pp. 257-273.

- LAUFFER H. Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. Geol. Bauwesen, v.24, 1958, 46-51.
- LAUFFER H. Die neuere Entwicklung der Stollenbau-technik. Oesterreichische Ingenieur Zeitschrift. Vol.3 No.1, 1960, pp. 13-24.
- LEARNING GEOLOGY. 2018. A Geology Outreach Website
- LOWSON, ALEX AND BIENIAWSKI, Z.T. Critical assessment of RMR-based tunnel design practices: A practical engineer's approach. In: Proc. RETC 2013. Washington, DC: Society of Mining Engineers, 2013, p.180-198.
- MARK C, CHASE F.E, MOLINDA G.M. Design of longwall gate entry systems using roof classification. In: New Technology for Longwall Ground Control - Proceedings: U.S. Bureau of Mines Technology Transfer Seminar. Pittsburgh, PA: U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines, SP 01-94, 1994, pp. 5-17.
- MARK, C. & CHASE, F. E. (1997). Analysis of retreat mining pillar stability (ARMPS). Paper presented at the seminar on new technology for ground control in retreat mining, Pittsburgh. U.S. Bureau of Mines, 1997, pp. 17-34.
- MARK, C. E MOLINDA, G.M. Rating coal mine roof strength from exploratory drill core, Proc of the 15th Int. Conf. On Ground Control in Mining, pág. 415-428, 1996, ed. S.S.Peng, Golden CO: Colorado School of Mines.
- MARK C. Application of coal mine roof rating (CMRR) to extended cuts. Min Eng 51(4): 1999, 52-56.
- MARK, C.; DOLINAR, D.; MUCHO, T. P. Summary of field measurements of roof bolt performance. New Technology for Coal Mine Roof Support, Pittsburgh, US, out. 2000. v. 151, n. 9453, p.81-98.
- MARK, C. Design of roof bolt systems: New Technology for Coal Mine Roof Support. Pittsburgh, PA: U.S. Department of Health and Human Services, Public Health Service, Centers for Disease Control and Prevention, National Institute for Occupational Safety and Health, DHHS (NIOSH) Publication No. 2000-151, IC 9453. 2000.

- MARK, C.; DOLINAR, D.; MOLINDA, G. Analysis of Roof bolt Systems. Pittsburgh, PA: U.S. Department of Health and Human Services, Public Health Service, Centers for Disease Control and Prevention, National Institute for Occupational Safety and Health, DHHS (NIOSH) Publication No. 2000-151, IC 9453. 2001.
- MARK, C. The introduction of roof bolting to U.S. underground coal mines (1948-1960): A cautionary tale. Proceedings of the 21st International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, WV: West Virginia University. 2002.
- MARK C.; MOLINDA G.M.; BARTON T.M. New developments with the coal mine roof rating. In: Peng SS, Mark C, Khair AW, Heasley KA, eds. Proceedings of the 21st International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, WV: West Virginia University, 2002, pp. 294–301.
- MARK, C. AND G.M. MOLINDA. The coal mine roof rating in mining engineering practice. In Proceedings of the 4th Underground Coal Operators' Conference, 2003, eds. N. Aziz, B. Kininmonth, Carlton, Victoria, Australia: Australian Institute of Mining and Metallurgy.
- MARK, C.; MOLINDA, G. The COAL MINE ROOF RATING (CMRR) – a decade of experience. International Journal of Coal Geology. 2005 No. 64, p.85-103.
- MARK, C.; MOLINDA, G. Development and application of the COAL MINE ROOF RATING (CMRR). Proceedings of the International Workshop on Rock Mass Classification in Underground Mining, Pittsburgh, US May 2007 No. 9498, p.95-109.
- MARK, C.; BARCZAK, T. M. Fundamentals of coal mine roof support. New Technology for Coal Mine Roof Support. Pittsburgh, PA: U.S. Department of Health and Human Services, Public Health Service, Centers for Disease Control and Prevention, National Institute for Occupational Safety and Health, DHHS (NIOSH) Publication No. 2000-151, IC 9453.2000.
- MARK C.; MUCHO T.P. Longwall mine design for control of horizontal stress. In: New Technology for Longwall Ground Control; Proceedings— USBM Technology Transfer Seminar. Pittsburgh, PA: U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines, SP 94-01, 1994, pp.53-76

- McCABE K.W.; PASCOE W. Sandstone channels: their influence on roof control in coal mines. MSHA (U.S. Dept. of Labor), Inf. Rep. 1096, 1978.
- McCULLOCH C.M.; DIAMOND W.P.; BENCH B.M.; DEUL M. Selected geologic factors affecting mining of the Pittsburgh coalbed. Pittsburgh, Pa. U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines RI 8093. NTIS No. PB 249851, 1975.
- MERWE, J. V. D. In-Situ investigation into causes of falls of roof in South Africa Collieries. Proceedings of the 20th International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, WV: West Virginia University, 2001. p. 105 – 118.
- MILANI, E. J. Evolução tectono-estratigráfica da Bacia do Paraná e seu relacionamento com a geodinâmica fanerozóica do Gondwana Sul-Occidental.– Instituto de Geociências. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997. 2 v. (Tese de Doutorado).
- MILANI, E.J.; MELO, J.H.G.; SOUZA, P.A.; FERNANDES, L.A. E FRANÇA, A.B. Bacia do Paraná. Boletim de Geociências da Petrobrás, 2007, 15: 265–287.
- MOEBS, N.; N. STATEHAM R. M. Coal Mine Roof Instability categories and Causes. BuMines IC 9076, 1986. 15 p.
- MOLINDA, G.M. e MARK, C. The coal mine roof rating: a practical rock mass classification for coal mines, Proc. 12th Conf. on Ground Control in Mining, pág. 92-103, 1993, Ed. Syd Peng, West Virginia University, WV, EUA
- MOLINDA G.; MARK C. Coal mine roof rating (CMRR): a practical rock mass classification for coal mines. EUA.U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines, IC 9387. 1994.
- MOLINDA, G. & MARK, C. Rating the strength of coal mine roof rocks. USBM IC 9387, 1996, 36 pg.
- MOLINDA, G. ;MARK, C.; BAUER, E. ; BABICH, D. ; PAPPAS, D. Factors influencing intersection stability in U.S. coal mines. In: Peng SS, ed. Proceedings of the 17th International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, WV: West Virginia University, 1998. p. 267- 275.

- MOLINDA G.M; MARK C; DOLINAR D.R. Assessing coal mine roof stability through roof fall analysis. In: Mark C, Dolinar DR, Tuchman RJ, Barczak TM, Signer SP, Wopat PF, eds. Proceedings: New technology for coal mine roof support. Pittsburgh, PA: U.S. Department of Health and Human Services, Public Health Service, Centers for Disease Control and Prevention, National Institute for Occupational Safety and Health, DHHS (NIOSH) Publication No. 2000-151, IC 9453, 2000, pp. 53-71.
- MOLINDA, G. M.; MARK, C. & DEBASIS, D. Using the Coal Mine Roof Rating (CMRR) to assess roof stability in U.S. coal mines, 2001, (p. 8). Pittsburgh: NIOSH.
- MOLINDA, G.M. Geologic hazards and roof stability in coal mines. Pittsburgh, PA: U.S. Department of Health and Human Services, Public Health Service, Centers for Disease Control and Prevention, National Institute for Occupational Safety and Health, DHHS (NIOSH) Publication No. 152, IC 9466. 2003.
- MOLINDA, G.; MARK, C. Ground failure in coal mines with weak rocks. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering. 2010. Vol. 15, p. 547 - 588.
- MORENO TALLON, E. Comparison and application of geomechanics classification schemes in tunnel construction. Tunnelling 82, 3rd Intl. Sym. The Inst. Min. Met., 1982 pp. 241-246.
- MORI, A.L.O. E SOUZA, P.A. Palinologia das formações Rio Bonito e Palermo (Permiano Inferior, Bacia do Paraná) em Candiota, Rio Grande do Sul, Brasil: novos dados e implicações bioestratigráficas. *Ameghiniana*, 2010, 47: 61-78.
- MULLENEX, R.H. "Prediction of Coal Continuity, Quality, and Mining Conditions as Afforded by Depositional Analysis," Society of Mining Engineers of AIME, Fall Meeting, St. Louis Missouri, 1986.
- NEWMAN, D.A. The Design of Coal Mine Roof Support for Longwall Mines in the Appalachian Coalfield, PhD thesis, Pennsylvania State University, 1985, 400p.
- NEWMAN, D.A. & BIENIAWSKI, Z.T. "Modified Version of the Geomechanics Classification for Entry Design in Underground Coal Mines," Transactions SME, Vol. 280, AIME, New York, 1987, pp. 2134-2138.

- NAKAO, K., LIHOSHI, S. AND KOYAMA, S. (1983) Statistical reconsideration on the parameters for geomechanics classification. Proc 5th Intl Congress on Rock Mech, ISRM, Melbourne, Vol. 1, pp. B13-B16.
- PALMSTRÖM, A. The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock jointing. Proc. 4th Congr. Int. Assn Engng Geol., Delhi 5, 1982, 221-228.
- PALMSTRÖM, A. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunnel. Underg. Space Technl., Elsevier, Vol. 20, 2005, pp. 362-377.
- PATRICK, W.C. & AUGHENBAUGH, N.B. Classification of Roof Falls in Coal Mines, In: Mining Engineering, Vol. 31, n° 3, 1979. p. 279-284.
- PEDROSA, F.A.; RODRIGUES, M.G.M.; DE ARAUJO, I.G; LIMA FILHO, M.F. Mapeamento geológico da Bacia de Sergipe, na região de Propriá e São Francisco: Uma contribuição para o conhecimento da fase pré-rifte/rifte. Estudos Geológicos - Universidade Federal de Pernambuco, vol.26 (1), 2016, p.3-16.
- PENG, S. S. Coal Mine Ground Control, John Wiley & Sons, New York, EUA, 1986. 491 p.
- PENG, S. S. Ground Control Failures a pictorial view of case studies, John Wiley & Sons, New York, EUA, 2007. 333 p.
- PENG, S. S. Coal Mine Ground Control, John Wiley & Sons, New York, EUA, 2008. 750 p.
- PRIEST, S.D., & HUDSON, L. "Discontinuity Spacings in Rock," International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 13, 1976, pp. 135-148.
- RANASOORIYA, J. The Reliability of Rock Mass Classification Systems as Underground Excavation Support Design Tools. Thesis is presented for the Degree of Doctor of Philosophy of Curtin University of Technology, July 2009, 351p.

- ROBERTSON, A.M. Estimating Weak Rock Strength, AIME-SME Annual Meeting, Phoenix, AZ., 1988, 88-145.
- ROMANA, M. New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes, rock. Int. Symp. Rock Mech. In Excav. Min. Civ. Works, ISMR, 1985, pág. 59-68, México.
- RUSNAK J, MARK C. Using the point load test to determine the uniaxial compressive strength of coal measure rock. In: Peng SS, Mark C, eds. Proceedings of the 19th International Conference on Ground Control in Mining. Morgantown, WV: West Virginia University, 2000, pp. 362–371.
- SERAFIM, J. I. & PEREIRA, J. P. Consideration of the geomechanics classification of Bieniewski, Intl. Symp. Eng. Geol and Underground Construction, LNEC, Lisbon, Vol. 1, 1983, pp. II.33-II.42.
- SICKLER, R. A. Engineering Classification of Shales. Paper in Proceedings of the 5th Intl. Conf. on Ground Control Morgantown, WV. June 1986, pp. 221-233. June 1986, pp. 221-233.
- TERZAGHI, K. Rock defects and loads on tunnel supports. Cambridge: Harvard University, 1946. p. 17-99.
- TÔRRES, G. A. Análise de rupturas do teto imediato em mina de carvão, camada Barro Branco. Dissertação para obtenção do título de Mestre em Engenharia, PPGE3M, UFRGS, 2018, 112p.
- UNAL, E. Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs, Ph.D. thesis, Pennsylvania State University, 1983. 355 pág.
- UNAL, E. Empirical Approach to Calculate Rock Loads in Coal Mine Roadways. 5th Conf. Ground Control Coal Mines, West Virginia University, Morgantown, EUA, 1986.
- UNAL, E. Support selection of mine roadways by means of a computer program. Rock Mechanics as a guide for efficient utilization of natural resources. Balkema Rotterdam, ISBN 90 6191 8715. 1989.

- VALLEJO L.E; WALSH R.A; ROBINSON M.K. Correlation Between Unconfined Compressive and Point Load Strength for Appalachian Rocks. In the Proceeding of the 30th U.S.Symposium on Rock Mechanics, 1989, pp.461-468.
- VENKATESWARLU, V. Geomechanics classification of coal measure rocks vis-à-vis roof supports. In: Ph.D. thesis, Indian school of mines, Dhanbad, 1986, p 251.
- VAN DER MERWE, J.N. Practical coal mining strata control. A guide for managers and supervisors at all levels. Second Edition. Johannesburg, South Africa, November, 1998.
- VAN DER MERWE, J.N. AND MADDEN, B.J. Rock engineering for coal mining. Safety in Mines Research Advisory Committee (SIMRAC). SAIMM Special Publications Series 7. April, 2002.
- VAN DER MERWE, J.N.; VAN VUUREN, J.J.; BUTCHER, R. AND CANBULAT, I. Causes of falls of roof in South African collieries. SIMRAC, Department of Minerals and Energy, Johannesburg, South Africa Final Project Report, Report No: COL613. March 2001.
- WEAVER J. Geological factors significant in the assessment of rippability. Civ Eng. South Afr. 17(12): 1975, 313–316.
- WEISS, A.L. Incorporação de dados geomecânicos em projetos de suporte de teto em mina subterrânea de carvão. PPGEM - UFRGS, 2003. 170 p. (Dissertação de Mestrado).
- WICKHAM, G.E.; TIEDMANN, H.R. AND SKINNER, E.H. Support determination based on geologic predictions, Proc. Rapid Excav. Tunneling Conf., AIME, 1972, pág. 43-64, Nova York.
- WINGE, M. *et al.* 2001 - 2019. Glossário Geológico Ilustrado. Disponível na Internet site <http://sigep.cprm.gov.br/glossario/>.
- ZINGANO, A.C. Modelamento Geomecânico para o Dimensionamento de Pilares de Carvão, Tese de Doutorado, PPGEM – UFRGS, 2002. 199 p.