

SAMUEL RICARDO CARVALHO CARNEIRO

**CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E HIDROGEOLÓGICA DOS MACIÇOS
DAS CAVAS DE ALEGRIA CENTRO E SUL, SAMARCO MINERAÇÃO S.A.**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA

MINAS GERAIS – BRASIL

2013

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

C289c
2013

Carneiro, Samuel Ricardo Carvalho, 1975-

Caracterização mecânica e hidrogeológica dos maciços das
cavas de Alegria Centro e Sul, Samarco Mineração S.A. /
Samuel Ricardo Carvalho Carneiro. – Viçosa, MG, 2013.
xx, 199 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

.

Inclui anexos.

Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.153-161.

1. Mecânica de rochas. 2. Mecânica do solo.
3. Hidrogeologia. I. Universidade Federal de Viçosa.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22.ed. 624.1513

SAMUEL RICARDO CARVALHO CARNEIRO

**CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E HIDROGEOLÓGICA DOS MACIÇOS
DAS CAVAS DE ALEGRIA CENTRO E SUL, SAMARCO MINERAÇÃO S.A.**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de Magister Scientiae.

APROVADA: 1º de agosto de 2013.

Roberto Francisco de Azevedo
(Co-orientador)

André Ricardo da Silva Fahel

Eduardo Antonio Gomes Marques
(Orientador)

*“Deus, obrigado por não permitir que eu
perca o equilíbrio, quando sei que
inúmeras forças querem que eu caia”.*

(Chico Xavier)

*Dedico este trabalho aos meus pais,
Geraldo e Sãozinha, e à minha esposa,
Letícia.*

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Viçosa – UFV, pela oportunidade de realização deste curso.

Ao Professor Eduardo A. Gomes Marques, meu orientador, pela amizade, paciência, atenção constante, sugestões e aprendizado.

Aos Professores Roberto Azevedo, Izabel Azevedo e Dario Cardoso Lima pela amizade e ensinamentos.

À Samarco Mineração S/A, pelo financiamento deste projeto, pelo acesso às informações necessárias e pelo incentivo.

Aos amigos Leandro Zanini, Rafael Rodrigues, João Paulo e Tiago pelo apoio na hora em que mais precisei.

Aos amigos Léo, Júnia, Luiz Eduardo, Judith, Érico, Eduardo, Diego, Mauro, Presley, Keilla, Carol e Sheila pelo incentivo e ajuda para eu conseguir chegar até aqui.

Aos amigos Rafael Gomes e Laysla pelo apoio nos trabalhos de campo.

Ao André Fahel pela amizade, ensinamentos, discussões e revisões.

Aos meus pais, irmãos e esposa, obrigado por tudo, pois isso jamais aconteceria sem a contribuição de vocês.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xvi
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
1. Introdução	1
1.1. Contextualização do Problema	1
1.2. Objetivo.....	2
1.3. Organização do Trabalho	2
2. Revisão Bibliográfica.....	5
2.1. Descontinuidades em Maciços Rochosos	5
2.2. Classificação do Maciço Rochoso	7
2.2.1. Sistema de Classificação Geomecânica RMR	12
2.2.2. Critério de Hoek-Brown GSI	15
2.3. Métodos de Análises de Estabilidade de Taludes	20
2.4. Mecanismos de Ruptura.....	22
2.4.1. Ruptura Planar.....	26
2.4.2. Ruptura em Cunha.....	27
2.4.3. Tombamento de Blocos.....	28
2.4.4. Ruptura Circular.....	29
2.5. Interações Hidrogeomecânicas	30
2.5.1. Condutividade Hidráulica	30

2.5.2.	A Lei de Darcy	31
2.5.3.	Anisotropia e Heterogeneidade	32
2.5.4.	Permeabilidade Intrínseca	33
2.5.5.	Percolação e Fluxo de Água em Maciços Rochosos.....	34
3.	Caracterização da Área de Estudo.....	41
3.1.	Considerações Iniciais	41
3.2.	Localização	41
3.3.	Relevo	42
3.4.	Hidrografia	43
3.5.	Clima.....	44
3.6.	Caracterização Geológica e Estrutural	45
3.6.1.	Geologia Regional.....	45
3.6.2.	Geologia Local	48
3.7.	Hidroestratigrafia e Propriedades Hidráulicas	51
3.7.1.	Regime de Fluxo	54
4.	Metodologia	57
4.1.	Mapeamento Litoestrutural	57
4.2.	Caracterização e Classificação Geomecânica dos Maciços.....	58
4.3.	Amostragem de Blocos Indeformados	60
4.3.1.	Definição dos Locais de Amostragem	61
4.3.2.	Trabalhos de Laboratório	62

4.4.	Monitoramento do Nível d'Água e Parâmetros Hidrogeológicos	69
4.4.1.	Ensaio de Perda de Água sob Pressão (Packer Test).....	70
4.4.2.	Ensaio de Infiltração	73
4.4.3.	Condutividade Hidráulica por Análise de Frequência de Fraturas	78
4.4.4.	Determinação da Condutividade Hidráulica a Carga Variável	79
4.5.	Análises de Fluxo e de Estabilidade	79
4.5.1.	Softwares de análises	80
5.	Resultados	83
5.1.	Mapeamento Litoestrutural e Modelo Geomecânico.....	83
5.1.1.	Trabalhos Realizados	83
5.1.2.	Geologia da área.....	84
5.2.	Descrição de sondagens	97
5.3.	Modelo Geomecânico	99
5.3.1.	Parâmetros Geotécnicos	101
5.3.2.	Resumo dos Parâmetros Geomecânicos	106
5.3.3.	Condicionantes à Estabilidade	107
5.3.4.	Condição de Saturação dos Taludes.....	108
5.3.5.	Mecanismos de Ruptura.....	109
5.3.6.	Análises Cinemáticas	111
5.4.	Parâmetros Hidrogeológicos.....	115
5.4.1.	Localização das Sondagens Ensaadas.....	118

5.4.2.	Interpretação dos Ensaios.....	119
5.4.3.	Resumo dos Parâmetros Hidráulicos	129
5.5.	Análises de Fluxo e de Estabilidade	130
5.5.1.	Análises de Fluxo Estacionário.....	134
5.5.2.	Análises de Estabilidade	141
6.	Conclusões e recomendações.....	149
6.1.	Conclusões.....	149
6.2.	Recomendações.....	151
7.	Bibliografia	153
ANEXO I		163
ANEXO II		165
ANEXO III		173
ANEXO IV		183

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1: Imagem de satélite com limite da área do presente estudo.	1
Figura 2-1: Ábaco para estimativa dos valores de GSI usado no software RocData 3.0 (modificado de HOEK, 2001).	18
Figura 2-2: Influência do número de famílias de descontinuidades no modo de ruptura (modificado de HOEK & BRAY, 1981 <i>apud</i> CAVALCANTE, 1997).	24
Figura 2-3: Geometria de uma ruptura por escorregamento planar (modificado de HOEK & BRAY, 1981).	26
Figura 2-4: Geometria de uma ruptura por escorregamento em cunha (modificado de HOEK & BRAY, 1981).	27
Figura 2-5: Geometria do escorregamento em cunha com pressão de água (modificado de HOEK & BRAY, 1981).	28
Figura 2-6: Condição cinemática para tombamento de blocos. a) Avaliação de tombamento pela forma do bloco, altura e espessura; b) direção da tensão e tombamento de blocos na face do talude; c) relação angular da face do tombamento de blocos; d) Avaliação cinemática através da projeção estereográfica (WYLLIE & MAH, 2004). ..	29
Figura 2-7: Esquema representativo do experimento de Darcy (FEITOSA & FILHO, 2000).	32
Figura 2-8: Tipos de meios de maciços rochosos (Louis, 1976): (a) meio poroso, (b) meio poroso fraturado, (c) meio poroso com barreiras impermeáveis – (1. ponte de rocha), (d) meio poroso contendo canais (2. canais) e (e) meio cárstico.	35
Figura 2-9: Influência da abertura (<i>b</i>) e do espaçamento de fraturas (<i>N</i>) sobre a condutividade hidráulica ao longo de um grupo de fraturas paralelas e lisas (modificado de HOEK & BRAY 1981).	39
Figura 3-1: Mapa de localização da Área Estudada.	41
Figura 3-2: Imagem mostrando o relevo típico da área de estudo.	43

Figura 3-3: Médias mensais de chuva – série 1976 a 2012 (Fonte: SAMARCO, 2012).	44
Figura 3-4: Coluna Estratigráfica proposta para o Quadrilátero Ferrífero (Modificado de ALKMIM, 1998)......	46
Figura 3-5: Mapa do Quadrilátero Ferrífero (QF). A) Principais estruturas tectônicas; B) Localização dos domínios metamórficos e estruturais do QF (Fonte: ROSIÈRE <i>et al.</i> , 2008, modificado de DORR, 1969).	48
Figura 3-6: Mapa geológico-tipológico da Mina de Alegria. (Fonte: SAMARCO, 2010).	50
Figura 3-7: Condutividade hidráulica e grau de fraturamento uniforme até em torno de 400 m de profundidade (SCHLUMBERGER, 2009).	53
Figura 4-1: Mapa de localização da área mapeada	57
Figura 4-2: Coleta de blocos indeformados na mina de Alegria Centro.....	60
Figura 4-3: Processo de parafinamento e identificação da amostra.....	61
Figura 4-4: Mapa de localização dos pontos de coleta de blocos indeformados.	61
Figura 4-5: Moldagem dos corpos-de-prova (foliação oblíqua ao plano de ruptura) - Amostra IBG 345 VI.....	64
Figura 4-6: Equipamento utilizado para o ensaio de compressão uniaxial, com uma capacidade de carregamento de até 100 toneladas (BAPTISTA, 2012).	67
Figura 4-7: Equipamento utilizado no ensaio de resistência à compressão puntiforme (BAPTISTA, 2012).	68
Figura 4-8: Corpo de prova cujo teste foi invalidado (BAPTISTA, 2012).....	68
Figura 4-9: a) Conjunto de obturadores; b) Seção perfurada do obturador.	71

Figura 4-10: a) Trecho de boa competência, ideal para obturar packer; b) Trecho completamente fraturado onde a obturação se torna um risco ao poço e ao equipamento.	72
Figura 4-11: 1a) Arranjos com 1 obturador e 1b) arranjo com 2 obturadores (modificado de ROYLE, 2000).	73
Figura 4-12: Esquema mostrando a execução dos ensaios tipo <i>Slug</i> (modificado PEDE, 2004).	74
Figura 4-13: Medidor de Nível Automático – <i>Diver</i>	74
Figura 4-14: Injeção de água no piezômetro para realização do ensaio.	75
Figura 4-15: Gráfico padrão do Ensaio de Infiltração - Resultados obtidos no INA 20.	76
Figura 4-16: Esquema ilustrando as variáveis utilizadas no cálculo pela metodologia Hvorslev (SCHLUMBERGER, 2012).	77
Figura 4-17: Gráfico das funções de anisotropia para os itabiritos specularíticos Classe VI (esquerda) e goethítico Classe V (direita).	80
Figura 5-1: Mapa geológico-tipológico da área estudada com a localização das seções de análise de estabilidade.	85
Figura 5-2: Seção geológica 6420, Alegria Sul, mostrando as principais unidades litológicas existentes na área de estudo. Notar posição da calha do rio Piracicaba e limite da cava projetada (Fonte: SAMARCO, 2010).	86
Figura 5-3: Detalhes de afloramento de canga em Alegria Sul. A) Parte superior do afloramento composta de solo laterítico (60 cm, de espessura). B) Contato entre canga maciça e canga estruturada.	86
Figura 5-4: Detalhes de alguns dos itabiritos martíticos specularíticos goethíticos que ocorrem na área de estudo. À esquerda detalhe de itabirito W5 existente em corte na área da futura cava de Alegria Centro. À direita, detalhe de itabirito W5 localizado na área de Alegria Sul.	87

Figura 5-5: Afloramento de itabirito especularítico W4 com níveis W3 na área de Alegria Centro.....	87
Figura 5-6: Vista da seção do rio Piracicaba nas proximidades da estação Fluviométrica 02 (EF02). Notar os inúmeros blocos de canga e de itabirito na calha do rio.	88
Figura 5-7: Depósitos de areia aluvionar existentes na calha do rio Piracicaba a jusante da EF02.	88
Figura 5-8: Detalhe de Itabirito Martítico Goethítico (IMG).....	90
Figura 5-9: Itabirito Goethítico (IG).	90
Figura 5-10: Detalhe de Itabirito Anfibolítico Goethítico mostrando pseudomorfos de anfibólio fibroso.	91
Figura 5-11: Dobra fechada no Itabirito Martítico Especularítico Goethítico (IMEG). .	93
Figura 5-12: Antiforme composto por dobras abertas de dimensões métricas em Alegria Centro.....	93
Figura 5-13: Dobras de comportamento dúctil-rúptil (<i>kink bands</i>).	94
Figura 5-14: Plano de foliação com presença de pseudomorfos de anfibólio fibroso. ...	95
Figura 5-15: Estereograma de frequência de polos da foliação Sn das minas Alegria Centro e Alegria Sul.....	96
Figura 5-16: Estereograma de frequência representando os <i>sets</i> de fraturas das minas Alegria Centro e Alegria Sul.....	97
Figura 5-17: Afloramento de Itabirito Especularítico Martítico e Itabirito Goethítico Martítico, W3 a W4, na área da futura cava de Alegria Centro. Observar a presença de fraturas subverticais (em vermelho) e da foliação (em azul).	97
Figura 5-18: Mapa de localização dos furos de sonda.	99
Figura 5-19: Modelo geomecânico das cavas finais (2053) da área de estudo.....	100
Figura 5-20: Seção Geomecânica 4 para a cava final (2053) de Alegria Sul.	100

Figura 5-21: Mapa de localização dos INA's utilizados no monitoramento da área de estudo.	109
Figura 5-22: Mapa de setores das análises cinemáticas.	112
Figura 5-23: Elementos de análise cinemática utilizados no estudo da possibilidade e tipo de ruptura (BVP ENGENHARIA, 2009).	113
Figura 5-24: Análise cinemática do Setor NW indicando ruptura em cunha.	113
Figura 5-25: Análise cinemática do Setor SE indicando ruptura em cunha.	114
Figura 5-26: Análise cinemática do Setor W indicando ruptura planar e em cunha.	114
Figura 5-27: Localização dos INA's monitorados na área de estudo.	116
Figura 5-28: Gráfico de medições dos INA's instalados na área de estudo.	116
Figura 5-29: Superfície potenciométrica da área de estudo.	117
Figura 5-30: Mapa de pontos – ensaios de infiltração e <i>Packer Tests</i>	118
Figura 5-31: Gráfico de Frequencia de Fraturas x Profundidade no IM.	121
Figura 5-32: Gráfico de Frequencia de Fraturas x Profundidade no IE.	121
Figura 5-33: Gráfico comparativo dos resultados de condutividade hidráulica média por litotipo nos dois ensaios.	123
Figura 5-34: Variação da condutividade hidráulica por litotipo em Alegria Centro. ...	124
Figura 5-35: Variação da condutividade hidráulica por litotipo em Alegria Sul.	125
Figura 5-36: Grau de Fraturamento x Profundidade – Alegria Centro.	126
Figura 5-37: Grau de Fraturamento x Profundidade – Alegria Sul.	126
Figura 5-38: Condutividade Hidráulica média x Profundidade – Alegria Centro.	127
Figura 5-39: Condutividade Hidráulica média x Profundidade – Alegria Sul.	127

Figura 5-40: Fotos da amostra do Ponto 09 mostrando as condições de anisotropia do bloco.....	128
Figura 5-41: Mapa de localização das seções analisadas.....	131
Figura 5-42: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 1 (NW–SE) – topografia atual.....	131
Figura 5-43: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 2 (NW–SE) – topografia atual.....	132
Figura 5-44: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 3 (W–E) – topografia atual.....	132
Figura 5-45: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 4 (W–E) – topografia atual.....	132
Figura 5-46: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 1 (NW–SE) - Cava Final.	133
Figura 5-47: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 2 (NW–SE) - Cava Final.	133
Figura 5-48: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 3(W–E) - Cava Final.	133
Figura 5-49: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 4 (W–E) - Cava Final.	134
Figura 5-50: Vetores de velocidade ao longo Seção 1 (NW-SE) e suas interações com o rio.	134
Figura 5-51: Vetores de velocidade ao longo Seção 2 (NW-SE) e suas interações com o rio.	135
Figura 5-52: Vetores de velocidade ao longo Seção 3 (W-E) e suas interações com o rio.	135

Figura 5-53: Vetores de velocidade ao longo Seção 4 (W-E) e suas interações com o rio.	135
Figura 5-54: Distribuição das poropressões ao longo Seção 1 (NW-SE) e representação do N.A. inicial.	136
Figura 5-55: Distribuição das poropressões ao longo Seção 2 (NW-SE) e representação do N.A. inicial.	136
Figura 5-56: Distribuição das poropressões ao longo Seção 3 (W-E) e representação do N.A. inicial.	136
Figura 5-57: Distribuição das poropressões ao longo Seção 4 (W-E) e representação do N.A. inicial.	137
Figura 5-58: Distribuição das poropressões ao longo Seção 1 (NW-SE) e representação do N.A. calculado.	137
Figura 5-59: Distribuição das poropressões ao longo Seção 2 (NW-SE) e representação do N.A. calculado.	138
Figura 5-60: Distribuição das poropressões ao longo Seção 3 (W-E) e representação do N.A. calculado.	138
Figura 5-61: Distribuição das poropressões ao longo Seção 4 (W-E) e representação do nível d'água calculado.	138
Figura 5-62: Característica do rio influente. Fonte: modificado de <i>Commonwealth of Australia</i> 2006.	139
Figura 5-63: Vetores de velocidade ao longo Seção 1 (NW-SE) e suas interações com as cavas Alegria Centro e Sul.	139
Figura 5-64: Vetores de velocidade ao longo Seção 2 (NW-SE) e suas interações com as cavas Alegria Centro e Sul.	140
Figura 5-65: Vetores de velocidade ao longo Seção 3 (W-E) e suas interações com a cava Alegria Sul.	140

Figura 5-66: Vetores de velocidade ao longo Seção 4 (W-E) e suas interações com a cava Alegria Sul.	140
Figura 5-67: Análise de estabilidade da Seção 1 (NW-SE) – FS=0,428 (talude Setor NW).....	141
Figura 5-68: Análise de estabilidade da Seção 1 (NW-SE) – FS=0,746 (talude Setor SE).....	142
Figura 5-69: Análise de estabilidade da Seção 2 (NW-SE) – FS=1,116 (talude Setor NW).....	142
Figura 5-70: Análise de estabilidade da Seção 3 (W-E) – FS=0,767 (talude Setor W).	142
Figura 5-71: Análise de estabilidade da Seção 4 (W-E) – FS=0,056 (talude Setor W).	143
Figura 5-72: Análise de estabilidade da Seção 4 (W-E) – FS=0,398 (talude Setor E).	143
Figura 5-73: Análise de estabilidade da Seção 1 (NW-SE) com rebaixamento – FS=1,319 (talude Setor NW).	144
Figura 5-74: Análise de estabilidade da Seção 1 (NW-SE) com rebaixamento – FS=1,718 (talude Setor SE).	144
Figura 5-75: Análise de estabilidade da Seção 2 (NW-SE) com rebaixamento – FS=1,376 (talude Setor NW).	145
Figura 5-76: Análise de estabilidade da Seção 3 (W-E) com rebaixamento – FS=1,661 (talude Setor W).	145
Figura 5-77: Análise de estabilidade da Seção 4 (W-E) com rebaixamento – FS=1,371 (talude Setor W).	146
Figura 5-78: Análise de estabilidade da Seção 4 (W-E) com rebaixamento – FS=1,313 (talude Setor E).	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Tipos de descontinuidades comuns (FELL <i>et al.</i> , 2005a, WYLLIE & MAH, 2004).	6
Tabela 2-2: Grau de alteração do maciço rochoso (modificado de ISRM, 2007).....	9
Tabela 2-3: Grau de Resistência/Coerência (modificado de ISRM, 2007).....	10
Tabela 2-4: Grau de fraturamento (modificado de ISRM, 2007).....	11
Tabela 2-5: Condições das fraturas (modificado de ISRM, 2007).....	11
Tabela 2-6: Obtenção do RQD (BIENIAWISKI, 1989, modificado de DEERE, 1967).	12
Tabela 2-7: Relação dos parâmetros e pesos proposto por Bieniawski (1989).....	14
Tabela 2-8: Ajuste da classe considerando a orientação das descontinuidades (Bieniawski, 1989).	14
Tabela 2-9: Determinação da classe do maciço rochoso pela somatória dos pesos dos parâmetros (BIENIAWSKI, 1989).....	15
Tabela 2-10: Problemas típicos, parâmetros críticos, métodos para análises e aceitação dos critérios (modificado de HOEK, 2007).	25
Tabela 2-11: Faixa de valores de permeabilidade intrínseca e condutividade hidráulica para vários materiais não consolidados (FETTER, 2001).	34
Tabela 2-12: Faixa de valores de permeabilidade intrínseca e condutividade hidráulica à água para rochas diversas (SANDERS, 1998 <i>apud</i> POEHLS & SMITH, 2009).	34
Tabela 4-1: Relação das amostras ensaiadas, plano de corte e tensões normais aplicadas (UFV, 2005).	63
Tabela 4-2: Relação das amostras ensaiadas, plano de corte e condições das amostras (UFV, 2011/2012).	63

Tabela 4-3: Relação das amostras ensaiadas, plano de corte e tensões aplicadas (UFV, 2005).	65
Tabela 4-4: Relação das amostras ensaiadas, plano de corte e tensões aplicadas (UFV, 2011/2012).	65
Tabela 4-5: Pontos de controle utilizados para o monitoramento da área de estudo.	69
Tabela 4-6: Resumos dos dados de qualidade do maciço (RMR).	78
Tabela 4-7: Relação das amostras ensaiadas, referência no relatório e direção do ensaio (UFV, 2012).	79
Tabela 5-1: Relação dos furos descritos e respectivas minas.	98
Tabela 5-2: Resultados dos ensaios de caracterização (UFV, 2005).	101
Tabela 5-3: Resultados dos ensaios de caracterização (UFV, 2011/2012).	102
Tabela 5-4: Resultados dos ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxial (UFV, 2005). ..	102
Tabela 5-5: Resultados dos ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxial (UFV, 2011/2012).	103
Tabela 5-6: Classes de resistência à compressão uniaxial propostas pela BGD (ISRM, 1981).	104
Tabela 5-7: Resultados dos ensaios de compressão uniaxial.	104
Tabela 5-8: Resultados dos ensaios de compressão puntiforme.	104
Tabela 5-9: Resultados dos ensaios de compressão puntiforme, compressão uniaxial e valores de K.....	105
Tabela 5-10: Dados estimados obtidos utilizando o <i>RocData</i>	106
Tabela 5-11: Parâmetros geotécnicos interpretados e utilizados no modelo geomecânico.	107

Tabela 5-12: Relação dos dispositivos utilizados para monitoramento do nível d'água na área de estudo.....	109
Tabela 5-13: Quadro de resumo dos potenciais de ruptura por setor.....	115
Tabela 5-14: Descrição das sondagens em que foram realizados os <i>Packer Tests</i>	119
Tabela 5-15: INA's em que foram realizados os Ensaios de Infiltração.....	119
Tabela 5-16: Resumo dos resultados dos <i>Packer Tests</i>	120
Tabela 5-17: Resumo dos resultados dos ensaios de infiltração.....	122
Tabela 5-18: Resumo dos valores de condutividade hidráulica estimados.....	128
Tabela 5-19: Resultados obtidos nos ensaios de determinação de permeabilidade.	129
Tabela 5-20: Valores de condutividade hidráulica admitidos para as análises de fluxo.	130
Tabela 5-21: Resumos dos resultados das análises de estabilidade.	146

RESUMO

CARNEIRO, Samuel Ricardo Carvalho, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2013. **Caracterização Mecânica e Hidrogeológica dos Maciços das Cavas de Alegria Centro e Sul, Samarco Mineração S.A.**. Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques; Co-orientadores: Enivaldo Minette e Roberto Francisco de Azevedo.

Este trabalho apresenta uma avaliação da estabilidade e do fluxo subterrâneo dos maciços das cavas de expansão da Samarco Mineração S.A., denominadas Alegria Centro e Sul, localizadas na região do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil. O principal objetivo foi realizar uma caracterização das propriedades mecânicas – para as quais combinaram-se os métodos de classificação geomecânica RMR e GSI, e hidrogeológicas, dos maciços rochosos e solos existentes na área de estudo, de maneira a produzir dados que permitissem a elaboração de um projeto de cava adequado à essas características. Este estudo contou com mapeamento geológico-geotécnico, descrição geotécnica de testemunhos de sondagens rotativas, amostragem de 45 blocos indeformados de rochas de alto grau de alteração (classes V e VI) e amostragem de testemunhos de furos de sondagens. Para caracterização das propriedades de resistência foram realizados ensaios de caracterização física, ensaios de cisalhamento direto, ensaios de compressão uniaxial e triaxial e ensaios de resistência à compressão pontiforme. Para caracterização das propriedades hidrogeológicas, além do monitoramento do nível d'água subterrânea, foram conduzidos ensaios para determinação da condutividade hidráulica em campo, em laboratório e análises de frequência de fraturas através da relação conhecida como Lei Cúbica. No presente estudo foram realizadas análises de estabilidades por equilíbrio limite e análises de fluxos pelo método de elementos finitos, utilizando o software SLIDE da Rocscience Inc., com a determinação dos fatores de segurança críticos antes e após o rebaixamento do nível d'água.

ABSTRACT

CARVALHO, Samuel Ricardo Carvalho Carneiro, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2013. **Mechanical and hydrogeological Characterization of Rock Mass of Alegria Centro and Sul Pits, Samarco Mineração S.A.**. Adviser: Eduardo Antonio Gomes Marques. Co-advisers: Enivaldo Minette and Roberto Francisco de Azevedo.

This paper presents a slope stability and groundwater flow analysis of rock masses of Alegria Centro and Alegria Sul pits, Samarco Mineração S.A., located in the Iron Quadrangle region, Minas Gerais State, Brazil. The main purpose was to characterize the mechanical properties - throughout GSI and RMR geomechanics classification methods, and hydrogeological characterization, of all rock and soil masses in the studied area, in order to produce data to support the preparation of a suitable pit design covering local particularities. This study included geological-geotechnical mapping, geotechnical drillhole logging, sampling of 45 undisturbed highly weathered block samples (classes V and VI) and drillhole core sampling. Physical and strength tests performed comprised geotechnical characterization tests, direct shear tests, uniaxial and triaxial strength tests and point load tests. To characterize the hydrogeological properties, in addition to the monitoring of groundwater level, field and laboratory experiments were carried out to determine the hydraulic conductivity and frequency fractures analyzes through the Cubic Law relation. In this study slope stability analyzes were performed by limit equilibrium and analyzes of flows by the finite element method, using the software SLIDE Rocscience Inc., with the determination of the critical safety factors before and after the drawdown.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Contextualização do Problema

Da mesma forma que em todas as grandes minas de minério de ferro do Brasil, parte da reserva mineral da Samarco Mineração S.A. situa-se abaixo do nível freático. Neste caso, para se prosseguir com a lavra abaixo deste nível, será necessário o rebaixamento temporário do nível d'água, pois, ao contrário, a mina seria inundada, inviabilizando a lavra. Isto é feito através da instalação de uma bateria de poços profundos, que retiram a água do subsolo promovendo, assim, o rebaixamento do nível d'água até a profundidade desejada. Este processo é simples e bem conhecido da indústria da mineração. Entretanto, no caso específico das minas da Samarco, o principal curso de água da região, o rio Piracicaba, passa entre os limites de duas cavas, Alegria Centro e Alegria Sul (Figura 1-1), o que implica em um grande fluxo de água para dentro dessas cavas após sua implantação.

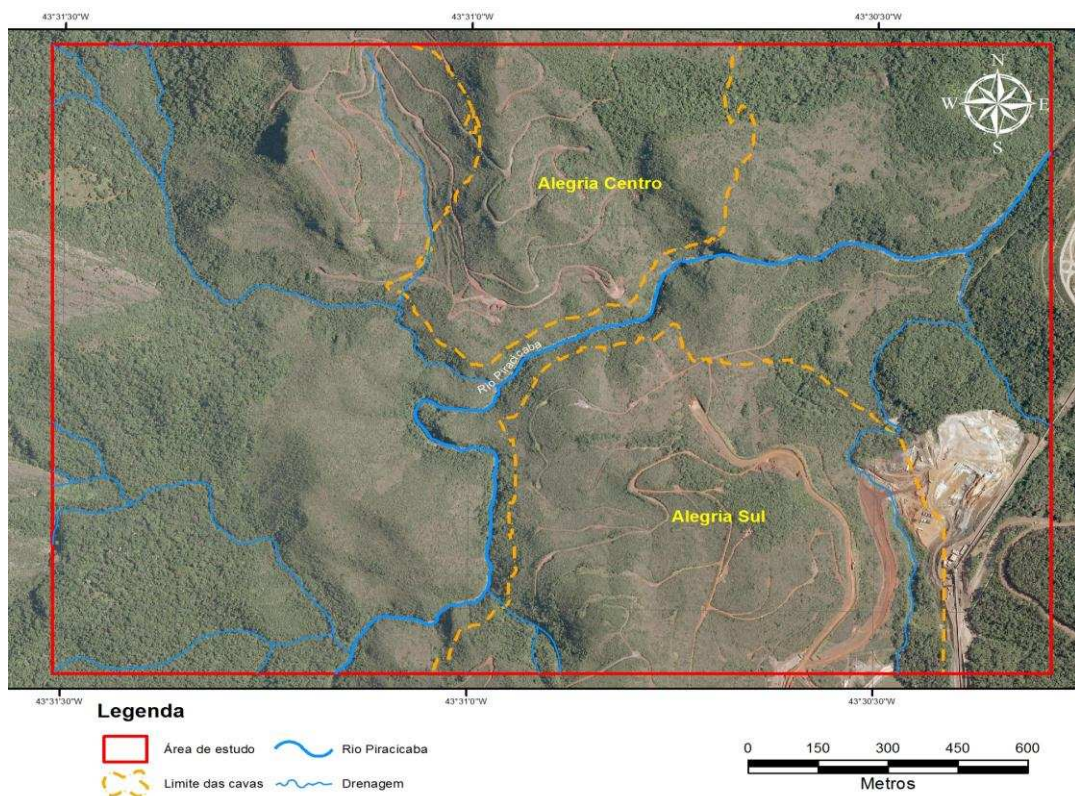


Figura 1-1: Imagem de satélite com o limite da área do presente estudo.

Atualmente, uma das questões mais importantes na mineração refere-se ao controle das águas subterrâneas e aos problemas de estabilidade a ele associados. Problemas

relacionados às águas subterrâneas tendem a ser únicos, especialmente em depósitos de rochas mais alteradas, em que a geologia e hidrogeologia são muitas vezes complexas. Por esta razão, é de extrema importância ter uma compreensão abrangente da área no que diz respeito às suas condições hidrogeomecânicas, antes da fase de concepção de um projeto.

Um fator complicador no aumento da profundidade das minas é o aumento dos riscos geotécnicos e dos problemas de estabilidade em grande escala. Estas questões são o resultado de interações entre fatores geológicos, hidrogeológicos e de planejamento das operações de mineração (SJOBERG, 1996).

1.2. Objetivo

Pelo exposto, o presente estudo tem como objetivo principal realizar uma caracterização das propriedades mecânicas e hidrogeológicas dos maciços rochosos e solos existentes nas áreas das cavas de Alegria Centro e Alegria Sul, de maneira a produzir dados que permitam a elaboração de um projeto de cava adequado às características e particularidades da área de estudo.

Como objetivos secundários destacam-se:

- Tratamento e consolidação de dados já existentes;
- Realização e interpretação de ensaios geotécnicos e hidrogeológicos;
- Identificação dos principais mecanismos de ruptura passíveis de ocorrência em solos e rochas;
- Definição do modelo geológico-geotécnico bidimensional;
- Análises de estabilidade dos taludes propostos para o projeto de cava final, com consideração das condições de fluxo.

1.3. Organização do Trabalho

Este trabalho compõe-se de sete capítulos. No presente capítulo é procurado mostrar uma introdução ao tema desenvolvido, os objetivos e a maneira como a dissertação foi desenvolvida.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre os princípios teóricos fundamentais necessários para o entendimento dos principais fatores envolvidos na avaliação da estabilidade em minas a céu aberto. Discorre sobre classificação geológica e geomecânica, estimativa de parâmetros de resistência e métodos de análises de estabilidade utilizados. Faz ainda uma abordagem sobre dos regimes de fluxos e suas variações.

O Capítulo 3 faz uma descrição da área de estudo e a sua localização, clima e geologia/geomorfologia. Traz ainda características da hidroestratigrafia regional e suas propriedades hidráulicas.

O Capítulo 4 traz a metodologia aplicada nos trabalhos de campo e de laboratório, metodologias utilizadas nas análises de fluxo e estabilidade e programas computacionais utilizados.

O Capítulo 5 apresenta os resultados obtidos com os trabalhos de campo, interpretação dos ensaios e análises de fluxos e estabilidade realizadas. Apresenta-se também a discussão desses resultados.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões desta pesquisa e faz sugestões para estudos futuros.

No Capítulo 7 estão relacionadas as referências bibliográficas utilizadas como fonte de pesquisa para este trabalho.

Nos Anexos apresentam-se a tabela modelo para descrição geotécnica de sondagens, os resultados dos ensaios de Compressão Uniaxial, *Point Load Tests*, *Packer Tests* e Ensaio de Infiltração.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo apresentam-se os princípios teóricos fundamentais necessários para o entendimento dos principais fatores envolvidos na avaliação da estabilidade em minas a céu aberto. Isto inclui a classificação geológica e geomecânica, propriedades de resistência da rocha e do maciço rochoso, caracterização de rocha e seus produtos de intemperismo, mecanismos de ruptura, métodos de análises de estabilidade e considerações dos regimes de fluxos e suas variações.

2.1. Descontinuidades em Maciços Rochosos

Ao avaliar a estabilidade de um talude, seja em uma obra civil ou em mineração, a compreensão do sistema de descontinuidades do maciço rochoso é de fundamental importância. Estruturas como planos de acamamento, falhas, juntas etc., presentes no maciço rochoso, podem contribuir, ou não, para a integridade global da encosta (WYLLIE & MAH, 2004). A relação entre a orientação da face de um talude projetado e as descontinuidades identificadas é significativa quando se assinala uma possível ruptura. A envoltória das descontinuidades pode sinalizar um deslizamento ou tombamento do maciço rochoso quando o talude é escavado (WYLLIE & MAH, 2004).

Um dos fatores mais importantes na análise de estabilidade de um maciço rochoso é a resistência ao cisalhamento da superfície potencial de ruptura, que pode consistir de um plano de descontinuidade simples ou de um modelo complexo, com várias descontinuidades envolvendo algumas fraturas em material intacto.

Na comunidade científica é consenso que a determinação da resistência ao cisalhamento é o processo mais crítico na definição de um projeto de taludes, porque mudanças relativamente pequenas na resistência podem causar alterações significativas no fator de segurança. Hoek & Bray (1981) enfatizam que a resistência ao cisalhamento do maciço depende de outros fatores como o conhecimento do mecanismo de ruptura, a influência da rugosidade, o preenchimento das descontinuidades etc.

Descontinuidades em maciços rochosos são definidas como uma quebra na continuidade da massa de rocha, criando complexidades ao estabelecer a estabilidade de um talude, podendo promover características de resistência anisotrópica. A Tabela 2-1 descreve os principais tipos de descontinuidades reconhecidos em geologia estrutural.

Tabela 2-1: Tipos de descontinuidades comuns (FELL *et al.*, 2005a, WYLLIE & MAH, 2004).

Estratificação	Arranjo em camadas ou em paralelo dos grãos, desenvolvido durante a deposição de sedimentos.
Foliação	Arranjo em camadas ou em paralelo dos grãos tabulares que resulta da segregação de diferentes minerais em camadas paralelas à xistosidade.
Clivagem	Propriedade dos minerais de dividirem-se segundo planos paralelos bem definidos.
Lineação	Arranjo linear de grãos (muitas vezes alongados), desenvolvidos por fluxo viscoso (em rochas ígneas) ou pressão, com ou sem calor (metamórficas); as linhas de grãos podem ou não estar dentro de superfícies ou camadas de foliação.
Juntas	São geralmente definidas como uma superfície quase plana, através da qual a rocha tem pouca resistência à tração. A presença de juntas numa rocha a torna menos rígida por ser mais permeável do que o maciço rochoso intacto. Onde a água é capaz de fluir, os processos de intemperismo são frequentemente presentes. Alternativamente as juntas podem ser preenchidas por argila, solo ou rocha. A superfície das juntas também pode variar de ásperas para lisas. O tamanho das juntas pode também variar de menos de um metro a dezenas de metros.
Falhas	Independentemente da natureza do deslocamento (normal, reverso e oblíquo) uma falha pode mostrar uma zona de cisalhamento ou material triturado ou uma combinação de ambos. A forma como está disposto o material que preenche a falha é um bom indicador das propriedades de resistência da rocha. Isto pode variar de dúctil para rúptil. Zonas de falha muitas vezes atuam como condutores de fluxo devido à sua natureza altamente fraturada e alto nível de permeabilidade secundária. Isto permite a interligação de unidades permeáveis e que a água flua através do que seria de outra forma, uma zona de baixa condutividade hidráulica. Alternativamente zonas de falhas podem ser preenchidas com argila, de forma que haja a formação de barreiras hidráulicas.

Existem vários tipos de descontinuidades de origem geológica em maciços rochosos, que exercem influência na estabilidade de taludes. Hoek & Bray (1981) apresentaram uma série de termos que eles consideraram como os principais:

Rochas são materiais consolidados, formados naturalmente por agregados de matéria mineral, que se apresentam em grandes massas ou fragmentados. A rocha é comumente caracterizada por sua densidade, deformabilidade e resistência;

Maciço rochoso é um meio descontínuo formado pelas porções de rocha intacta e pelas discontinuidades que o atravessam. As propriedades e parâmetros que controlam o comportamento das obras executadas ou escavadas no maciço rochoso dependem da escala relativa entre o padrão de fraturamento do maciço rochoso e o tamanho da obra. Em alguns casos serão predominantes as propriedades da rocha intacta, em outros as propriedades das discontinuidades, e por fim, as propriedades do maciço como um todo;

Descontinuidade é o termo utilizado em engenharia para todos os tipos de planos e indicam que o maciço rochoso não é contínuo, diferente da rocha intacta, que é um meio mecanicamente contínuo;

Família de discontinuidades refere-se ao sistema de discontinuidades que tem aproximadamente a mesma inclinação e orientação. Price (1966) associou a geração dos conjuntos de discontinuidades como o resultado de um mesmo processo de formação geológica;

A resistência determina a eficiência da rocha em manter o seu arranjo original, ou seja, manter coesos os seus componentes (elementos).

2.2. Classificação do Maciço Rochoso

De maneira a se caracterizar e avaliar de forma adequada o problema de estabilidade desses taludes, uma das técnicas utilizadas é a divisão do maciço em classes de isocomportamento mecânico, denominadas classes de maciço. Essa classificação se dá através de sistemas de classificação cujo uso deve considerar a origem do desenvolvimento dos diferentes sistemas de classificação, que permita ao usuário ter segurança na sua aplicação em diferentes problemas da engenharia. A primeira referência do uso de classificação do maciço rochoso foi feita por Terzaghi em 1946, citado em Hoek & Brown (1980), desde então, esta classificação vem sendo modificada e vários trabalhos foram publicados, sempre com novas propostas baseadas na experiência dos autores em projetos de engenharia voltados para túneis, taludes, cavas e fundações.

A classificação do maciço consolida os dados geológico-geotécnicos levantados durante o mapeamento de superfície e descrições de sondagens de investigação geotécnica. O

objetivo é identificar e delinear os principais grupos de maciços rochosos com características de resistência e deformabilidade distintos e agrupá-los conforme suas características qualitativas, considerando o estado de alteração, resistência, fraturamento e estruturas geológica-estruturais da formação rochosa.

O índice RQD (*Rock Quality Designation*), foi definido por Deere *et al.* (1967) para dar uma estimativa quantitativa da qualidade do maciço rochoso, através de testemunhos obtidos em sondagens rotativas. Apesar de ele ser um índice simples e econômico, sozinho ele não é suficiente para gerar uma descrição adequada do maciço rochoso porque ele desconsidera, dentre outras coisas, a orientação da junta, sua abertura e preenchimento.

Wickham *et al.* (1972), desde o conceito introduzido por Terzaghi (1946), desenvolveram o conceito RSR (razão de estrutura da rocha), um modelo que prediz o suporte do subsolo, expresso num método quantitativo para descrever a qualidade de um maciço rochoso. Bieniawski (1973) desenvolveu um sistema de classificação conhecido como Classificação Geomecânica RMR (Classificação do Maciço Rochoso), mundialmente utilizado. Barton *et al.* (1974) desenvolveram o sistema de classificação de maciço rochoso Q (Sistema-Q). Segundo Bieniawski (1989), o sistema foi proposto com base na análise de 212 casos históricos de comportamentos de túneis na Escandinávia e, por essa razão, essa classificação representa a principal contribuição no que diz respeito à classificação de maciço (D'ALESSANDRO, 2007). Hoek & Brown (1980) propuseram um método para avaliar a resistência da rocha intacta em diferentes condições geológicas identificadas por observações de campo, com o objetivo de estimar parâmetros a serem utilizados na avaliação da qualidade e trabalhabilidade do maciço rochoso. Este método foi modificado ao longo dos anos (HOEK, 1983, HOEK & BROWN, 1988), a fim de atender às necessidades de usuários que solicitaram uma solução para os problemas que não foram consideradas quando foi desenvolvido o critério original.

Para a obtenção dos dados básicos e individualização dos tipos de maciço, parâmetros de caracterização, baseados numa descrição geotécnica fundamentada em conceitos e simbologias internacionais, foram propostos pela ISRM (*International Society for Rock Mechanics – 2007 – Suggested Methods*). Assim foram adotados os parâmetros:

a) Grau de Alteração

Baseado nas características macroscópicas de alteração da rocha, o grau de alteração é fundamental para indicar a trabalhabilidade do maciço, que pode ser obtido pelas características do maciço que estão relacionadas com o estado da rocha, variando de sã a decomposta, como mostra a Tabela 2-2.

Tabela 2-2: Grau de alteração do maciço rochoso (modificado de ISRM, 2007).

Grau	Descrição	Características
W1	Rocha Sã	Alteração mineralógica nula a incipiente. Minerais preservam brilho original, cor e clivagem. Eventual descoloração nas descontinuidades. Foliação visível e selada. Resistência original da rocha não afetada pela alteração.
W2	Rocha Pouco Alterada	Alteração mineralógica perceptível, cores esmaecidas e perda do brilho. Leve descoloração e oxidação na matriz e ao longo das descontinuidades. Foliação visível e selada. Juntas fechadas, paredes ligeiramente alteradas. Resistência original da rocha parcialmente afetada pela alteração.
W3	Rocha Moderadamente Alterada	A matriz apresenta-se descolorida, com evidência de oxidação. Juntas abertas (<1,0mm) e oxidadas, podendo ocorrer material mais alterado ao longo das descontinuidades. Foliação realçada pelo intemperismo. Resistência afetada pelo intemperismo.
W4	Rocha Muito Alterada	Alteração mineralógica muito acentuada, alguns minerais parcialmente decompostos em argilominerais. Matriz totalmente oxidada e cores muito modificadas. Fraturas abertas (2<e5< mm) e oxidadas, preenchidas por materiais alterados. Foliação realçada pelo intemperismo. Desplacamentos ao longo da foliação. Resistência muito afetada pela alteração.
W5	Rocha Completamente Alterada	Todo o material está completamente alterado para solo estruturado. Extremamente descolorido, minerais resistentes quebrados e outros transformados em argilominerais. Foliação preservada. Juntas não discerníveis. Desintegra em água após um período de imersão.
W6	Solo Residual	Material totalmente transformado em solo. Estruturação da rocha matriz destruída. Prontamente desintegrado em água.

b) Grau de Resistência

Baseado na análise tátil-visual das características de resistência ao impacto e trabalhabilidade do material. Este parâmetro consiste na avaliação do maciço quanto à resistência, através da aplicação de ferramentas, como o martelo de geólogo e canivete, para designar a resistência à compressão simples da rocha, conforme demonstrado na Tabela 2-3.

Tabela 2-3: Grau de Resistência/Coerência (modificado de ISRM, 2007).

Graus de Resistência/Coerência			
Grau	Descrição	Características	Resistência Uniaxial (σ_c) (MPa)
R6	Extremamente resistente	Espécimes somente lascados com o uso do martelo	$R > 250$
R5	Muito resistente	Espécimes de mão requerem muitos golpes do martelo para serem quebrados	$100 < R \leq 250$
		Fragmentos possuem bordas cortantes que resistem ao corte por lâmina de aço	
		Superfície praticamente não riscada pelo canivete	
R4	Resistente	Escavada por desmonte a fogo	$25 < R \leq 100$
		Espécimes de mão requerem alguns golpes do martelo para serem quebrados	
		Bordas dos fragmentos dificilmente quebradas pelas mãos	
R3	Rocha Branda	Superfície pouco riscável por lâmina de aço	$5 < R \leq 25$
		Escavada por desmonte a fogo	
		Quebra-se sob o impacto do martelo.	
		Endentação rasa sob o impacto firme da ponta fina do martelo de geólogo.	
		As bordas dos fragmentos podem ser quebradas pela pressão dos dedos.	
		A lâmina do canivete provoca sulco acentuado na superfície do fragmento	
R2	Muito branda	Podem ser raspadas pelo canivete.	$1 < R \leq 5$
		Escavação por equipamentos mecanizados, exigindo em alguns casos, fogo de afrouxamento do maciço.	
		Esmigalha-se facilmente sob o impacto do martelo de geólogo.	
		Endentada facilmente pela ponta fina do martelo de geólogo.	
		Riscada e raspada facilmente pelo canivete	
		Desplacamentos ao longo da foliação sob a pressão dos dedos.	
R1	Extremamente branda	Bordas dos fragmentos facilmente quebradas pela pressão dos dedos.	$0,25 < R \leq 1$
		Pequenos fragmentos (2 x 2 x 2cm) mão quebram sob a pressão dos dedos.	
		Escavação por equipamentos mecanizados.	
		Penetrada pela ponta do dedo polegar.	
		Moldada pelas mãos.	
		Facilmente penetrada pelo canivete e martelo de geólogo.	

c) Grau de Fraturamento

Classificado de acordo com o espaçamento médio entre fraturas. Na foliação, a superfície é considerada fraturada quando está aberta, separando porções da massa rochosa e apresentando superfícies oxidadas, alteradas e com esfoliação. Também é considerado como fratura na foliação o limite entre bandas composicionais, com graus de alteração e resistência distintos.

O grau de fraturamento de um maciço pode variar de maciço (espaçamento entre as fraturas maior que 200 cm) a fragmentado (espaçamento entre as fraturas menor que 2 cm), conforme apresentado na Tabela 2-4 abaixo.

Tabela 2-4: Grau de fraturamento (modificado de ISRM, 2007).

Grau	Descrição	EF* (cm)
F1	Maciço	$EF > 200$
F2	Pouco Fraturado	$60 < EF \leq 200$
F3	Moderadamente Fraturado	$20 < EF \leq 60$
F4	Muito Fraturado	$6 < EF \leq 20$
F5	Intensamente Fraturado	$2 < EF \leq 6$
F6	Fragmentado	$EF \leq 2$

*EF é o espaçamento entre as fraturas.

d) Condição das Fraturas

Avaliada em função da persistência, abertura, rugosidade, alteração das paredes e preenchimento.

Tabela 2-5: Condições das fraturas (modificado de ISRM, 2007).

Condição das Fraturas		
Grau	Rugosidade	Tipo de Rocha
C1	Superfície muito rugosa	Rocha dura
C2	Superfície ligeiramente rugosa	Abertura < 1 mm - Rocha dura
C3	Superfície ligeiramente rugosa	Abertura < 1 mm - Rocha branda
C4	Superfície suave	Abertura de 1 - 5 mm
C5	Juntas abertas	Abertura > 5 mm

e) RQD – Rock Quality Designation

O RQD tenta representar a qualidade da rocha, o que exige muito cuidado no processo de amostragem, perfuração e manuseio do equipamento e da amostra.

Para permitir em cada litotipo a individualização e delimitação de horizontes de maciços relativamente distintos e homogêneos entre si, foi adotada a classificação de Bieniawski (1989) (Tabela 2-6), com o propósito de interpretar a qualidade da rocha através da avaliação do RQD.

Tabela 2-6: Obtenção do RQD (BIENIAWISKI, 1989, modificado de DEERE, 1967).

RQD	
RQD (%) = 100 x $\frac{\text{comprimento dos pedaços} > 10 \text{ cm}}{\text{Comprimento do intervalo}}$	
Qualidade da rocha	RQD (%)
Excelente	$90 < \text{RQD} \leq 100$
Boa	$75 < \text{RQD} \leq 90$
Razoável	$50 < \text{RQD} \leq 75$
Pobre	$25 < \text{RQD} \leq 50$
Muito pobre	$\text{RQD} \leq 25$

Palmström (1982) propôs uma correlação para estimar o RQD em afloramentos de rochas ou escavações de maciços, através da identificação das famílias de descontinuidades e da estimativa de volume de blocos (J_v), conforme demonstrado na equação abaixo:

$$\text{RQD} = 115 - 3,3 \cdot J_v$$

Equação 2-1

$\text{RQD} = 100$ quando $J_v < 4,5$

Em que:

J_v : nº de fraturas por metro linear, considerando a somatória de cada família ($J_v = J_{v1} + J_{v2} + \dots + J_{vn}$ (J_{v1} – família 1, J_{v2} – família 2, J_{vn} enésima família).

2.2.1. Sistema de Classificação Geomecânica RMR

O sistema RMR (*Rock Mass Rating System*), também conhecido como Classificação Geomecânica de Bieniawski, foi publicado em 1973 e teve como referência o estudo de 49 casos históricos. Bieniawski (1973) propôs o sistema empírico de classificação geomecânica RMR, derivado, principalmente, para a aplicação em projetos de túneis. No decorrer do tempo maiores registros de dados foram adicionados à classificação, originando significativas mudanças nos pesos dos diferentes parâmetros de classificação e sua expansão para aplicações em obras de superfície como fundações e taludes. Desde então, diversos autores tem utilizado esta metodologia, modificando e propondo adaptações. Em 1995 já chegavam a 351 casos estudados e acrescentados.

Segundo Hoek & Brown (1980), o sistema foi calibrado em túneis rasos compostos por maciços de boa qualidade e não considera o estado de tensões do meio rochoso. Assim, sua aplicação em maciços pouco resistentes e com comportamento mecânico dominado

pelo estado de tensões é limitada. Uma classificação modificada do RMR apropriada para a Engenharia Geotécnica deve levar em consideração as tensões *in situ*, as tensões induzidas aplicadas, os efeitos da escavação à fogo e o grau de alteração ou intemperismo (HOEK *et al.*, 1995).

Vários outros autores propuseram adaptações ao RMR para casos específicos. D'Alessandro (2007), identificou a necessidade da adaptação da classificação RMR para maciços de itabiritos muito alterados. A indústria de mineração considera esta classificação conservadora, o que é amplamente discutido por Bieniawski (1989), quando a última versão do sistema foi apresentada, na qual foram revisados os pesos dos parâmetros de resistência e o peso da influência da água no maciço rochoso, apresentados nas tabelas 2-7 e 2-8.

O sistema RMR utiliza seis parâmetros para classificar o maciço rochoso:

- Resistência uniaxial do material de rocha;
- Índice de qualidade da rocha (RQD);
- Espaçamento das descontinuidades;
- Padrão das descontinuidades;
- Ação da água subterrânea;
- Orientação das descontinuidades.

Na Tabela 2-8 são apresentadas as classes propostas por Bieniawski (1989), para penalização dos parâmetros estimados, considerando a orientação das descontinuidades presentes no maciço rochoso, a fim de ajustá-las à condição mais representativa possível.

A classe do maciço rochoso é obtida através da somatória dos pesos dos seis parâmetros propostos pela metodologia de Bieniawski, apresentados nas tabelas 2-7 e 2-8, relacionados na Tabela 2-9.

Tabela 2-7: Relação dos parâmetros e pesos proposto por Bieniawski (1989).

Parâmetros de Classificação com seus Pesos								
Parâmetro		Faixa de valores						
1	Resistência da rocha intacta	Índice de carga puntiforme	> 10 (MPa)	4 - 10 (MPa)	2 - 4 (MPa)	1 - 2 (MPa)	Para menores valores, recomenda-se ensaio (σ_c)	
		Resistência à Compressão uniaxial	> 250 (MPa)	100 - 250 (MPa)	50 - 100 (MPa)	25 - 50 (MPa)	5 - 25 (MPa)	1 - 5 (MPa) < 1 (MPa)
	Peso		15	12	7	4	2	1 0
2	RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%	
	Peso		20	17	13	8	3	
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2 (m)	0,6 - 2 (m)	200 - 600 (mm)	60 - 200 (mm)	< 60 (mm)	
	Peso		20	15	10	8	5	
4	Padrão das descontinuidades		Superfície muito rugosa, e sem alteração Fechadas e sem persistência.	Superfície pouco rugosa e levemente alterada Abertura < 1 mm	Superfície pouco rugosa e muito alteradas Abertura < 1 mm	Superfície estriada ou espessura de preenchimento < 5 mm ou Abertura de 1 - 5 mm, persistente.	Espessura de preenchimento com material argiloso > 5 mm ou abertura > 5 mm, persistente.	
	Peso		30	25	20	10	0	
5	Ação da água subterrânea	Vazão de infiltração por 10 m de túnel (l/m)	Nulo	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125	
		(pressão de água na junta)/ σ_1	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5	
		Condições gerais no maciço	Seco	Úmido	Molhado	Gotejando	Fluxo abundante	
	Peso		15	10	7	4	0	

Tabela 2-8: Ajuste da classe considerando a orientação das descontinuidades (Bieniawski, 1989).

Orientação do mergulho e sentido da descontinuidade		Muito Favorável	Favorável	Regular	Desfavorável	Muito desfavorável
Classes	Tuneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Tabela 2-9: Determinação da classe do maciço rochoso pela somatória dos pesos dos parâmetros (BIENIAWSKI, 1989).

RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha regular	Rocha pobre	Rocha muito pobre
Tempo de estabilidade médio	Intervalo de 20 anos para 15 m	Intervalo de 1 ano para 10 m	Intervalo de 1 semana para 5 m	Intervalo de 10 hs para 2,5 m	Intervalo de 30 min para 1 m
Coesão do maciço rochoso (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ângulo de Atrito do maciço rochoso (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

2.2.2. Critério de Hoek-Brown GSI

Hoek & Brown (1980) introduziram um novo critério de ruptura na tentativa de fornecer dados para a análise associada à concepção de escavações subterrâneas em maciços rochosos. O critério de ruptura foi fundamentado a partir dos resultados das investigações de Hoek (1968) sobre rupturas frágeis de rochas intactas e de um modelo de estudo do comportamento de maciços rochosos de Brown (1970). Hoek & Brown (1980), desenvolveram por tentativa e erro, uma correlação empírica considerando a tensão principal associada à resistência da rocha intacta, conforme equação abaixo:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c \cdot \sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad \text{Equação 2-2}$$

Em que:

σ_1 : é a tensão principal maior

σ_3 : é a tensão principal menor

m e s : são constantes da rocha intacta, onde $s=1$ para rocha intacta.

σ_c : é a tensão de compressão uniaxial da rocha intacta.

Desta forma, pode-se obter a seguinte equação:

$$y = m\sigma_c x + s\sigma_c^2 \quad \text{Equação 2-3}$$

Em que,

$$y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \quad \text{Equação 2-4}$$

$$x = \sigma_3 \quad \text{Equação 2-5}$$

Para a rocha intacta a constante s deve ser igual a 1 (um) e a resistência à compressão uniaxial σ_c e a constante da rocha m são dados por:

$$\sigma_c^2 = \frac{\sum y_i}{n} - \left[\frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}} \right] \frac{\sum x_i}{n} \quad \text{Equação 2-6}$$

$$m = \frac{1}{\sigma_c} \left[\frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}} \right] \quad \text{Equação 2-7}$$

Sendo que x_i e y_i são sucessivos pares de dados e n é o numero total de pares.

Segundo os autores supracitados, no intuito de relacionar o critério empírico com as observações geológicas de campo, por meio de um sistema de classificação geomecânica de maciços rochosos, o valor do *GSI* pode ser determinado pelo sistema RMR, metodologia de classificação de Bieniawski (1976 e 1989). Esta metodologia é aplicada para um maciço de boa qualidade (*GSI* acima de 25) ou através da correlação entre a condição da superfície e o grau de fraturamento do maciço, apresentada em ábacos.

Quando for utilizado o método de classificação de Bieniawski (1976) no mapeamento geomecânico, o próprio valor RMR representa o *GSI*, entretanto, quando utilizado o método de classificação de Bieniawski (1989), deve-se subtrair o valor empírico de 5 do indicador RMR.

O sistema *GSI* foi introduzido como um sistema de caracterização baseado, principalmente, em observações geológicas (Hoek *et al.* 1992). Abaixo segue a equação genérica não linear do critério de Hoek-Brown:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad \text{Equação 2-8}$$

Em que m_b , valor da constante m de Hoek-Brown para o maciço rochoso, é dado pela seguinte expressão:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad \text{Equação 2-9}$$

O parâmetro D é um indicador que depende do grau de integridade e do relaxamento do maciço rochoso após escavação ou detonação, podendo variar de 0 (para maciços submetidos a poucos distúrbios) a 1 (para os maciços submetidos a muitos distúrbios *in situ*).

A constante a tende a penalizar o critério de Hoek-Brown quando considerados maciços rochosos com elevado grau de alteração, com o objetivo de propor um cenário mais conservador. A constante é dada pela seguinte expressão:

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

Equação 2-10

Segundo Hoek (2001), é muito difícil estimar o valor de RMR em maciços rochosos de baixa qualidade, sendo que para valores de GSI abaixo de 25 ele não é eficaz, inviabilizando, portanto, o uso da classificação de Bieniawski (1976 e 1989). Neste caso é recomendado utilizar o ábaco inserido no *software* RocData 3.0 da *Rocscience Inc.* (HOEK, 2001) (Figura 2-1), que possui um conjunto de ferramentas interativas para a análise de dados de rocha e de resistência de solos.

Após vários problemas geotécnicos ocorridos, Hoek *et al.* (2002), propuseram uma modificação no critério de Hoek-Brown, considerando que, para a avaliação da estabilidade dos taludes, é mais adequado analisar o maciço em termos de tensões tangenciais e normais do que em termos de tensões principais, como mostra a equação original. Assim, incluíram-se novas derivações para as relações entre os diferentes parâmetros de entrada e o sistema GSI .

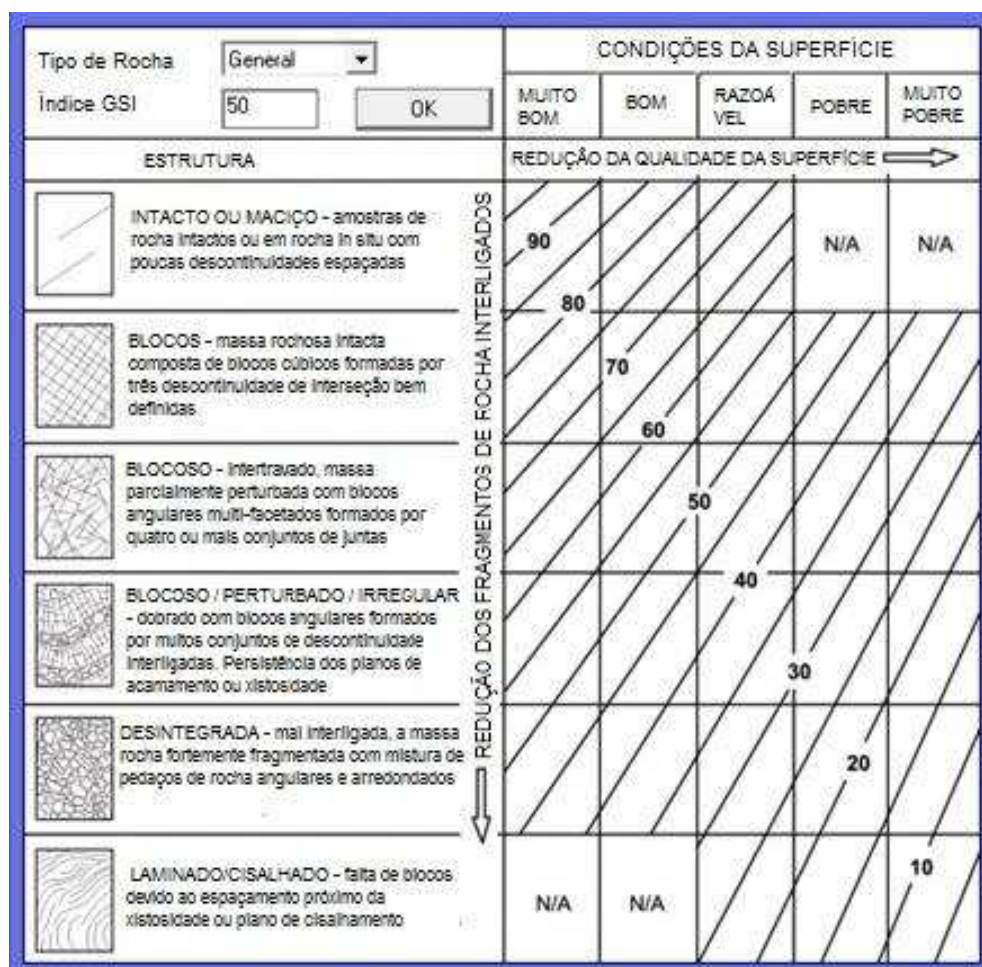


Figura 2-1: Ábaco para estimativa dos valores de GSI usado no software RocData 3.0 (modificado de HOEK, 2001).

Para a determinação da resistência à compressão simples, Hoek *et al.* (2002) propuseram substituir $\sigma'_3 = 0$, na equação genérica do critério de Hoek-Brown:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad \text{Equação 2-11}$$

Considerando a condição de tensão $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$, obtém-se a seguinte equação para a determinação da resistência a tração da rocha:

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad \text{Equação 2-12}$$

As tensões normal e cisalhante estão relacionadas com a tensão principal, dada pela equação proposta por Balmer (1952).

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot \frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} - 1}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1}$$

Equação 2-13

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3}}}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1}$$

Equação 2-14

Em que,

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + am_b \cdot \left(\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}$$

Equação 2-15

Hoek *et al.* (2002) desenvolveram as seguintes equações para determinação do módulo de deformação do maciço rochoso:

Para $\sigma_{ci} \leq 100$ MPa:

$$Em = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40} \right)}$$

Equação 2-16

Para $\sigma_{ci} > 100$ MPa:

$$Em = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40} \right)}$$

Equação 2-17

O Critério de Mohr-Coulomb foi utilizado para a determinação do ângulo de atrito e coesão do maciço rochoso (HOEK *et al.*, 2002). Este processo consiste em determinar a relação linear média da equação genérica do Critério de Hoek-Brown, para uma faixa de valores da tensão principal menor, dada por $\sigma_t = \sigma_3 = \sigma'_{max}$.

As equações abaixo podem ser utilizadas para determinação do ângulo de atrito (ϕ') e coesão efetiva (c') do maciço rochoso, baseada nas envoltórias de Mohr-Coulomb.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

Equação 2-18

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

Equação 2-19

Em que,

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}} \quad \text{Equação 2-20}$$

A tensão de cisalhamento na ruptura de Mohr-Coulomb τ é dada em função da tensão normal σ , substituindo os valores de c e ϕ na equação:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad \text{Equação 2-21}$$

A relação de esforços em termos de tensão principal menor e maior é definida por:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \sigma'_3 \quad \text{Equação 2-22}$$

2.3. Métodos de Análises de Estabilidade de Taludes

A análise de estabilidade abrange uma série de procedimentos que tem como objetivo principal determinar um índice que quantifica o potencial de ruptura de um talude, em função de um conjunto de condicionantes (sobrecargas, geometria, poropressões etc.).

Para Cavalcante (1997) os primeiros métodos de análise de estabilidade desenvolvidos, considerados como convencionais, buscam prever a possibilidade de rupturas pelo estudo das forças que atuam ao longo de uma superfície potencial de ruptura, considerando estáveis taludes onde a relação entre os esforços resistentes e atuantes é maior que um.

A indústria de mineração, com o avanço da tecnologia, viabilizou a lavra de minérios cada vez mais profundos e fez surgir a necessidade de estudar o comportamento de taludes com alturas cada vez maiores, onde não apenas a análise do risco de ruptura era suficiente para garantir a segurança, havendo a necessidade de analisar também as deformações sofridas pelo maciço. Deste modo, para prever o comportamento de um talude, foram desenvolvidos métodos onde a análise de estabilidade é feita com base nos princípios da tensão e deformação, levando em conta os materiais que compõem o maciço e o estado de tensões atuante.

Os métodos de análise de estabilidade podem ser divididos em três grupos principais:

- Métodos analíticos: baseiam-se na teoria do equilíbrio limite, análise limite e nos modelos matemáticos de tensão e deformação;
- Métodos experimentais: empregam modelos físicos de diferentes escalas;
- Métodos observacionais: baseados na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores (retroanálise, ábacos de projetos, opiniões de especialistas etc.).

Os métodos do equilíbrio limite adotados neste trabalho, considerados como convencionais, assumem a ruptura de uma massa de solo ou rocha dividida em lamelas ou blocos, ao longo de uma superfície potencial de ruptura. O fator de segurança é constante ao longo desta superfície, sendo resolvido a partir de equações que satisfaçam o equilíbrio estático de forças em duas direções ortogonais e/ou de momentos (CAMPOS, 1985 *apud* CAVALCANTE, 1997).

Segundo Cavalcante (1997), como estes elementos de estática, juntamente com os critérios de ruptura adotados, não são suficientes para tornar a análise determinada, existindo um número maior de incógnitas do que de equações para a solução do problema, foram desenvolvidas diferentes hipóteses na tentativa de resolver a indeterminação existente, dando origem a vários métodos, dentre os quais:

- Método de Fellenius (1936), considerado o método mais simples dos métodos de fatias, é o único que resulta em uma equação de fator de segurança linear. Considera uma superfície de ruptura circular, divide a massa deslizante em lamelas e não considera forças interlamelares, porque elas são paralelas à base de cada fatia;
- Método de Bishop Simplificado (1955), que considera uma superfície de ruptura circular, dividindo a massa deslizante em lamelas, levando em conta a resultante das forças interlamelares horizontal e as forças cisalhantes entre lamelas como nulas;
- Método de Morgenstern-Price (1965) considera uma superfície de ruptura qualquer, a direção da resultante das forças interlamelares é determinada pelo uso de uma função arbitrada, em que x é um fator da função $f(x)$ que

deve satisfazer o equilíbrio de forças e momentos e as lamelas de espessura finita;

- Método de Spencer (1967) assume que existe uma constante relacionada entre a magnitude do cisalhamento interlamelar e as forças normais.

A escolha do método de estabilidade de taludes a ser utilizado em uma análise depende das características do maciço que compõe o talude em questão, sob a influência dos seguintes aspectos:

- Mecanismos de rupturas - em solos é adotado, tradicionalmente, superfície de ruptura circular, o que dificilmente ocorre em rochas, exceto em maciços rochosos muito intemperizados ou fraturados, em que as rupturas são governadas pelas descontinuidades;
- Critérios de resistência - em solos normalmente é empregado o critério de Mohr-Coulomb (parâmetros de resistência - coesão e ângulo de atrito). Para o critério a ser adotado em rochas, o mesmo depende das características das descontinuidades, podendo-se empregar os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb, Barton & Bandis (1990) ou Hoek & Brown.

Nos estudos de taludes os métodos de análises são fundamentais, entretanto, a qualidade dos resultados obtidos depende diretamente dos parâmetros utilizados nos modelos que, por sua vez, dependem de uma boa caracterização geológica-geotécnica, de um entendimento das condições de contorno e de ensaios de laboratórios muito bem conduzidos.

2.4. Mecanismos de Ruptura

A avaliação dos mecanismos de ruptura em taludes requer uma compreensão, principalmente, da geologia estrutural, das propriedades de resistência da rocha e da deformabilidade, em condições de estresse, que exercem influência na estabilidade.

Durante a realização da análise de estabilidade de um talude em rocha, segundo Hoek & Bray (1981), o fator mais importante a ser avaliado é a característica geológica do maciço rochoso exposta na face do talude. Os modos de ruptura de taludes em rocha são bem mais complexos do que aqueles observados em taludes em solos. Isto porque

em maciços rochosos compostos por rocha sã, competente e pouco alterados, os planos de ruptura ficam condicionados pelas descontinuidades. Já em maciços formados por rocha branda, pouco competente e muito alterados, as características de resistência da rocha matriz exercem maiores influências na geração de um plano de fraqueza que governa o mecanismo de ruptura. Somente algumas rupturas em rochas brandas ou em maciços rochosos muito fraturados ocorrem de forma circular como na maioria das rupturas em solo.

Segundo Cavalcante (1997), a intensidade de fraturamento está relacionada com a integridade física do maciço rochoso e o modo como este se deforma quando sujeito a esforços. De uma forma geral pode-se dizer que dois fatores principais afetam a intensidade de fraturamento de um maciço rochoso: o número de famílias de descontinuidades e o espaçamento entre elas. Maciços rochosos com blocos de pequeno porte em relação ao tamanho total do maciço tendem a ser mais deformáveis do que aqueles com blocos grandes, bem como os maciços com um número maior de famílias tendem a ser mais deformáveis que aqueles com um número menor de famílias.

Ainda de acordo com Cavalcante (1997), o tamanho dos blocos é estimado pelas dimensões dos elementos de rocha que resultam da orientação das famílias de descontinuidades que se interceptam e do espaçamento das famílias individuais. Descontinuidades individuais podem também influenciar no tamanho e na forma dos blocos. A combinação do tamanho do bloco com a resistência ao cisalhamento entre eles determina o comportamento mecânico do maciço rochoso em dadas condições de tensão. O número de famílias de descontinuidades pode ser um fator dominante na estabilidade de taludes em rocha, visto que, tradicionalmente, a orientação das descontinuidades em relação a uma face aberta é considerada de suma importância. Um grande número de famílias de descontinuidades pouco espaçadas pode mudar o modo potencial de ruptura do talude, de translacional ou tombamento para rotacional ou circular (Figura 2-2).

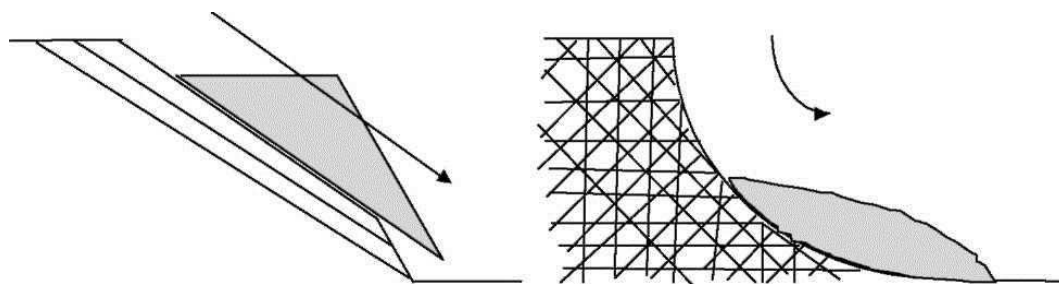


Figura 2-2: Influência do número de famílias de descontinuidades no modo de ruptura (modificado de HOEK & BRAY, 1981 *apud* CAVALCANTE, 1997).

Em função do posicionamento das descontinuidades em relação à face do talude, os modos de rupturas dos maciços rochosos podem ser classificados em quatro tipos principais: ruptura planar, ruptura em cunha, tombamento de blocos e rupturas circulares.

Na Tabela 2-10 (HOEK, 2007) apresentam-se os modos de ruptura mais prováveis de ocorrerem em taludes, seja ele escavado em rochas muito alteradas ou em rochas duras.

Tabela 2-10: Problemas típicos, parâmetros críticos, métodos para análises e aceitação dos critérios (modificado de HOEK, 2007).

Estrutura	Problemas Típicos	Parâmetros Críticos	Métodos de Análise	Crítérios de Aceitabilidade
 Deslizamentos	Fratura complexa ao longo de uma superfície de ruptura circular ou quase circular envolvendo falhas e outras características estruturais, assim como fratura de materiais intactos.	Presença de falhas regionais. Resistência ao cisalhamento de materiais ao longo da superfície de ruptura. Distribuição de água subterrânea no talude, particularmente em resposta à chuva ou à submersão da base do talude. Carga potencial de sismo.	Métodos de equilíbrio limite que permitem que superfícies de ruptura não circular possam ser usadas para estimar mudanças no fator de segurança, como resultado de drenagem ou mudanças no perfil do talude. Métodos numéricos podem ser usados para investigar mecanismos de ruptura e histórico do deslocamento do talude.	Valor absoluto do fator de segurança tem pouco significado, mas o ritmo de mudança do fator de segurança pode ser usado para avaliar a eficácia de medidas reparadoras. Monitoração a longo prazo de deslocamentos da superfície e subsuperfície é o único meio prático de avaliar o comportamento do talude e a eficácia de ações reparadoras.
 Taludes de solo ou fortemente fraturados	Ruptura circular ao longo de uma superfície e formato de colher através do solo ou massas de diacase.	Altura e ângulo da face do talude. Força de cisalhamento de materiais ao longo da superfície de ruptura. Distribuição de água subterrânea no talude. Sobrecarga potencial ou carga por sismo.	Métodos de equilíbrio limite bidimensionais que incluem busca automática pela superfície de ruptura crítica são usados para estudos paramétricos ou fator de segurança. Análises de probabilidade, análises de equilíbrio limite tridimensionais ou análises de stress numérico são ocasionalmente usados para investigar problemas de talude incomuns.	Fator de segurança >1.3 para taludes 'temporários' com risco mínimo de danos. Fator de segurança > 1.5 para taludes 'permanentes' com significativo risco de danos. Onde deslocamentos são críticos, análises numéricas de deformação de taludes podem ser necessárias e fatores de segurança mais altos geralmente serão aplicados nesses casos.
 Taludes de rochas (descontinuidade)	Deslizamento planar ou em cunha em uma estrutura característica ou ao longo da linha de interseção de duas feições estruturais.	Altura, ângulo e orientação do talude. Mergulho e alinhamento das características estruturais. Distribuição da água subterrânea no talude. Carga potencial por sismo. Sequência de escavação e instalação de suporte.	Análises de equilíbrio limite que determinem modos de deslizamento tridimensionais são usados para estudos paramétricos sobre fatores de segurança. Análises de probabilidade de ruptura, baseadas na distribuição de orientações estruturais e forças de cisalhamento, são úteis para algumas aplicações.	Fator de segurança >1.3 para taludes 'temporários' com risco mínimo de danos. Fator de segurança >1.5 para taludes 'permanentes' com significativo risco de danos. Probabilidade de ruptura de 10 a 15% pode ser aceitável para taludes de minas a céu aberto onde o custo de remoção é menor do que o de estabilização.
 Taludes com descontinuidade vertical	Tombamento de colunas separadas da massa rochosa por características estruturais de mergulho íngreme que são paralelos ou quase paralelos à face do talude.	Altura, ângulo e orientação do talude. Mergulho e alinhamento de feições estruturais. Distribuição de água subterrânea no talude. Carga potencial no talude	Análises de equilíbrio limite bruto de modelos simplificados de bloco são úteis para estimar o potencial de tombamento e deslizamento. Modelos de elemento discreto com geometria de talude simplificada podem ser usados para explorar mecanismos de ruptura por tombamento	Nenhum critério geralmente aceito para ruptura por tombamento está disponível, embora o potencial para tombamento seja normalmente óbvio. Monitorar os deslocamentos do talude é o único meio prático de determinar o comportamento do talude e a eficácia de medidas reparadoras.
 Matacões soltos em taludes rochosos	Rochas soltas e matacões deslizando, rolando, caindo e quicando no talude	Geometria do talude. Presença de matacões soltos. Coeficientes de restituição de materiais que formam o talude. Presença de estruturas para prender rochas caindo e quicando.	Cálculo de trajetórias de rochas caindo ou quicando baseado nas mudanças de velocidade a cada impacto é geralmente adequado. Análises de Monte Carlo de várias trajetórias baseadas na variação da geometria e das propriedades da superfície do talude dão informações úteis sobre a distribuição das rochas caídas.	Localização de rocha caída ou distribuição de um grande número de rochas caídas dará uma indicação da magnitude do problema potencial de queda de bloco e da eficácia de medidas reparadoras tais como redes, cercas de contenção e canaletas na base do talude.

2.4.1. Ruptura Planar

A ruptura planar é um tipo de instabilidade em maciços rochosos, na qual as condições preliminares necessárias para a sua ocorrência podem ser resumidas, conforme apresentado na Figura 2-3.

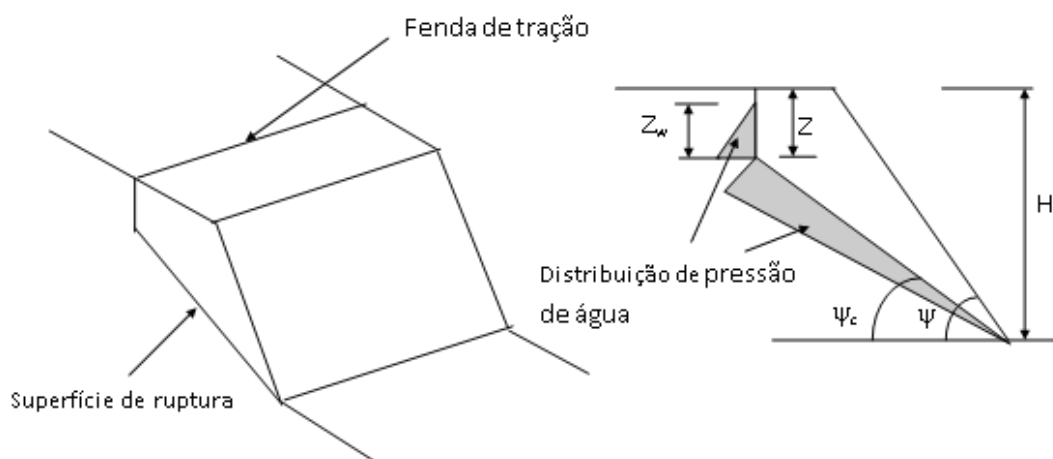


Figura 2-3: Geometria de uma ruptura por escorregamento planar (modificado de HOEK & BRAY, 1981).

Segundo Hoek & Bray (1981, *apud* CAVALVANTE, 1997), neste método assume-se que as forças geradas pelo peso do bloco deslizante, pela distribuição de pressão hidráulica na fenda de tração e pela subpressão de água na superfície de escorregamento, atuam diretamente no centroide do bloco, desta forma não gerando momentos. Embora isto acarrete erros na análise de taludes reais, estes podem ser ignorados devido ao seu valor desprezível.

Este tipo de ruptura pode ocorrer nas seguintes condições:

- Quando o mergulho do plano for menor do que o ângulo da face do talude ($\psi_c < \psi$);
- Quando o mergulho do plano do escorregamento for maior que o ângulo de atrito deste plano ($\psi_c > \phi$);
- Quando o plano de deslizamento ocorrer em paralelo ou quase paralelo, com uma diferença máxima de 20° , da face do talude;
- Quando a extremidade superior da superfície de deslizamento interceptar a porção superior do talude ou terminar em uma fenda de tensão;

- Quando as discontinuidades da superfície lateral do maciço rochoso forem de baixa resistência ao deslizamento ou no caso do plano de escorregamento passe a tocar na crista do talude.

2.4.2. Ruptura em Cunha

Para o caso de rupturas em cunhas (HOEK & BRAY, 1981), consideram-se superfícies de ruptura biplanares, sendo a inclinação das superfícies de deslizamento definida pela geometria da cunha (Figura 2-4).

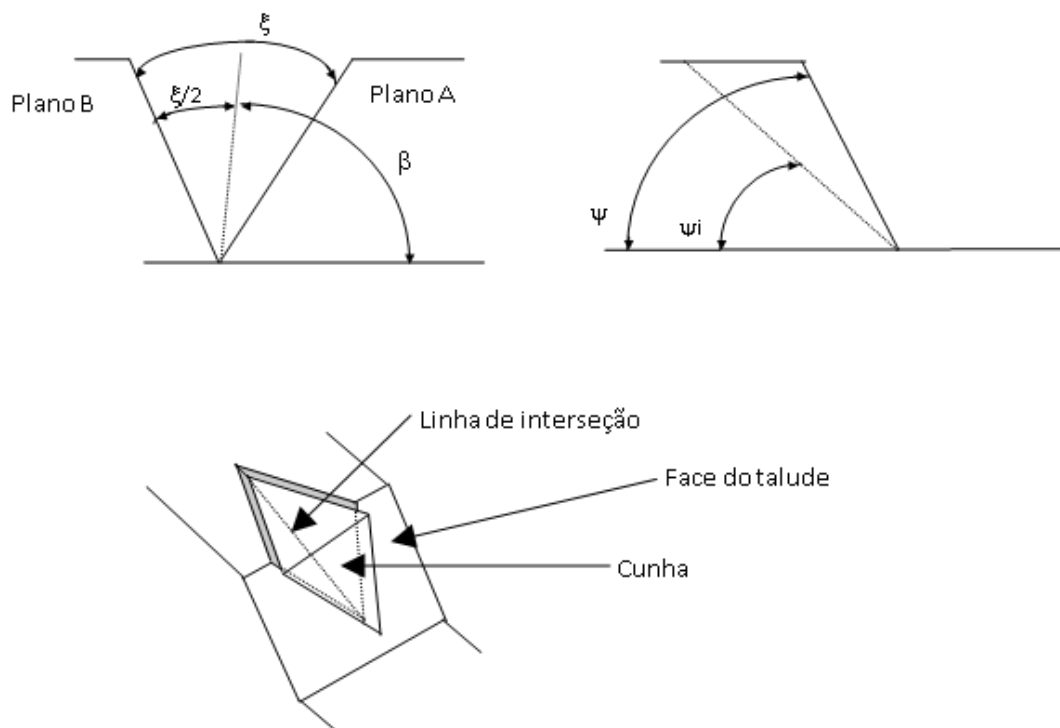


Figura 2-4: Geometria de uma ruptura por escorregamento em cunha (modificado de HOEK & BRAY, 1981).

Como convenção, admite-se que o plano A é o plano de menor mergulho e o de maior mergulho, plano B. A condição para que ocorra o deslizamento ocorre quando $\psi > \psi_i > 0$, conforme se mostra na Figura 2-4. O ângulo ψ só pode ser o mesmo que o mergulho verdadeiro da face do talude, se a direção da linha de interseção for a mesma da face do talude (AZEVEDO & MARQUES, 2002).

Segundo Hoek & Bray (1981), caso se considere o efeito da coesão das discontinuidades que formam a cunha e na hipótese que esta seja impermeável, com água entrando apenas pelo topo da cunha e escoando pelas linhas de interseção 1 e 2, a

pressão da água deverá ser máxima sob a linha 5, e nula nas linhas 1, 2, 3 e 4 (Figura 2-5), representando a distribuição de pressões na situação mais desfavorável.

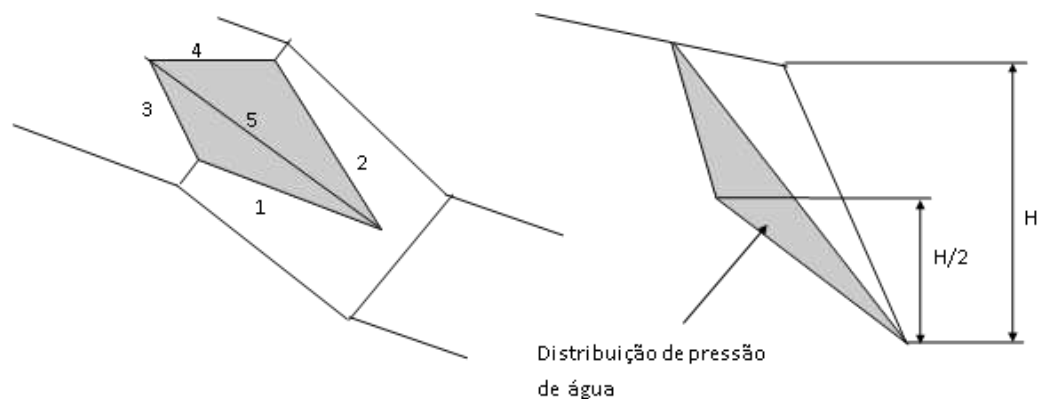


Figura 2-5: Geometria do escorregamento em cunha com pressão de água (modificado de HOEK & BRAY, 1981).

2.4.3. Tombamento de Blocos

O tombamento de blocos ocorre em função da rotação das colunas ou dos blocos de rocha sobre uma base fixa. Existe maior probabilidade de ocorrer em rochas duras, semelhante aos Itabiritos Compactos, quando as colunas formadas pelas famílias de descontinuidades mergulham contra o sentido da face do talude e a família de descontinuidades secundária e o espaçamento entre os planos formam colunas delgadas onde a área da base deslizante é menor do que a lateral.

Para Azevedo & Marques (2002), em um maciço rochoso fraturado, a força resultante que determina o tombamento deve-se ao peso do bloco, à pressão de água nas juntas e ao atrito.

Para Wyllie & Mah (2004), o potencial de tombamento de bloco pode ser avaliado em duas condições cinemáticas. A primeira considera o mergulho dos planos, que se formam entre as descontinuidades, com relação ao ângulo do talude, e a segunda, consiste em verificar a interferência da forma do bloco. Estas condições indicam um potencial de ruptura por tombamento e devem ser aplicadas em conjunto.

Os mecanismos básicos de avaliação da estabilidade do bloco em um plano estão ilustrados na Figura 2-6. Estes mecanismos diferenciam as condições de estabilidade, escorregamento e tombamento de blocos, com altura y e espessura Δx , em relação ao plano de mergulho com ângulo ψ_p (Figura 2-6a).

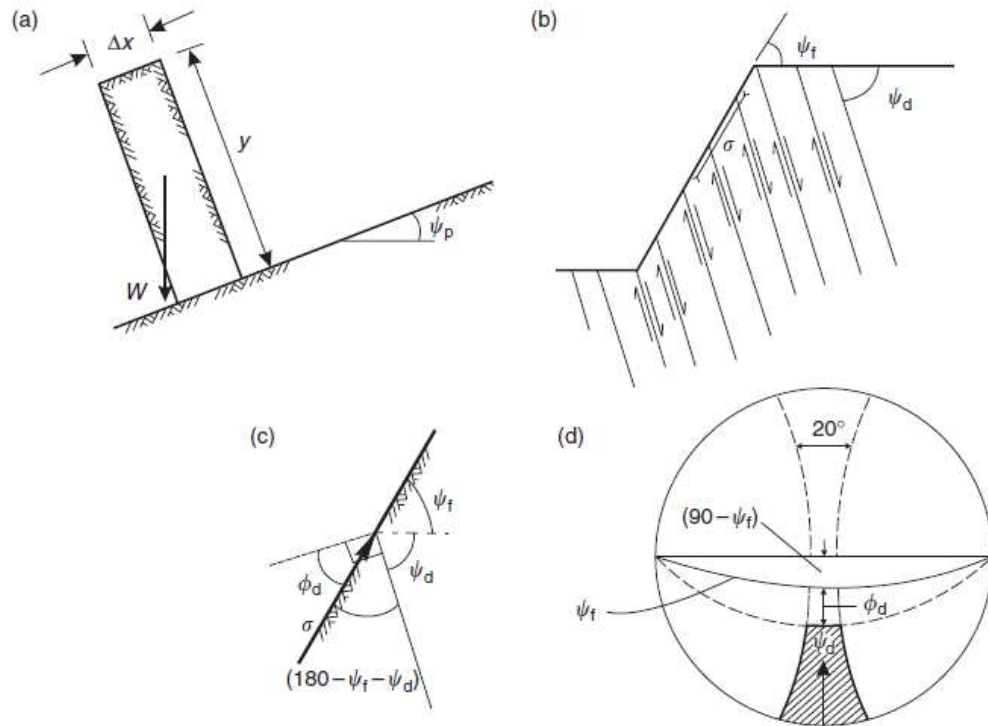


Figura 2-6: Condição cinemática para tombamento de blocos. a) Avaliação de tombamento pela forma do bloco, altura e espessura; b) direção da tensão e tombamento de blocos na face do talude; c) relação angular da face do tombamento de blocos; d) Avaliação cinemática através da projeção estereográfica (WYLLIE & MAH, 2004).

2.4.4. Ruptura Circular

A ruptura circular é mais frequente em solos, podendo ocorrer em maciços rochosos muito fraturados, nos quais o escorregamento é definido por superfícies múltiplas de diversas descontinuidades, que tende a ter uma forma circular, apresentando um comportamento isotrópico no qual a ruptura não é controlada por eventuais planos de descontinuidade (Figura 2-2). A ruptura circular é analisada pelos métodos de equilíbrio limite convencionais utilizados para rupturas em solos.

Segundo Hoek (1981), um maciço rochoso com alto grau de fraturamento, com pressões intersticiais suficientemente elevadas, pode causar este tipo de movimento. A massa deslocada pode ir para além da parte inferior da superfície de ruptura. Nas rupturas circulares as superfícies de deslizamento são muitas vezes visíveis ou podem ser inferidas pela prospecção *in situ* (Giani, 1992). As dimensões destas rupturas são muito variáveis, podendo movimentar desde poucos metros cúbicos de material até milhares de toneladas. A ruptura circular desenvolve-se normalmente a partir de fendas de tração observadas na parte superior do talude (Bell, 1993).

2.5. Interações Hidrogeomecânicas

Segundo Terzaghi (1962), que faz uma síntese do tema, a influência danosa da água em taludes rochosos pode ser devida:

- Ao aumento da pressão neutra nos materiais de preenchimento de descontinuidades e/ou alteração química desses materiais, ocasionando redução na resistência ao cisalhamento;
- À pressão hidrostática nas paredes das descontinuidades (subpressão), com redução da pressão efetiva sobre elas e consequente perda de resistência ao cisalhamento ao longo das superfícies potenciais de ruptura - situação comumente relatada na literatura, como em Hoek & Bray (1981), e verificada com frequência na prática dos estudos de estabilidade de taludes;
- À saturação do material intacto, com redução de suas resistências à compressão e ao cisalhamento.

Neuzil (2003) & Rutqvist e Stephansson (2003, *apud* Sullivan, 2007), descrevem a teoria de interações hidrogeomecânicas em rochas fraturadas. Apesar da importância fundamental deste processo para a estabilidade de taludes, a maioria dos engenheiros dá pouca atenção aos fenômenos hidrogeomecânicos em seus projetos e operações. Além disso, muitos hidrogeólogos tendem a pensar em termos de parâmetros hidráulicos fixos, deixando de compreender os efeitos das deformações nos taludes de mina e seus impactos em função dos efeitos transitórios e da anisotropia das propriedades hídras subterrâneas.

2.5.1. Condutividade Hidráulica

Dentre as variáveis que influenciam o fluxo de água no solo, bem como a recarga, a condutividade hidráulica (K) ou coeficiente de permeabilidade se destaca. A condutividade hidráulica é definida como a medida da resistência da água ao movimento através de um meio poroso (POEHLS & SMITH, 2009) ou como a medida da facilidade com a qual um meio transmite água (FITTS, 2002). Seu significado físico é definido pelo volume de líquido que flui perpendicularmente a uma unidade de área de um meio poroso sobre influência de um gradiente hidráulico unitário (DELLEUR,

1999). É função tanto das características do meio, como porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas (FEITOSA & FILHO, 2000); quanto das características do fluido, como peso específico e viscosidade cinemática (FETTER, 2001). Quanto maior a condutividade hidráulica do solo mais facilmente a água, ou qualquer líquido, permeia por este solo.

2.5.2. A Lei de Darcy

De acordo com Freeze & Cherry (1979) a análise do escoamento de um fluido requer uma lei para relacionar a taxa de escoamento com o potencial de transporte, usando-se coeficientes apropriados.

Segundo Rezende (2013), a condutividade hidráulica é um coeficiente proveniente da Lei de Darcy, que descreve o fluxo da água em meios porosos. A lei foi desenvolvida pelo engenheiro Henry Darcy através do experimento ilustrado na Figura 2-7 e pode ser expressa pela seguinte equação:

$$Q = KA \left(\frac{h_1 - h_2}{L} \right) \quad \text{Equação 2-23}$$

Em que:

Q : vazão constante que passa pelo meio poroso (L^3/T);

A : área da seção transversal através da qual a água flui (L^2);

L : distância percorrida pelo fluido (L);

h_1 e h_2 : cargas hidráulicas (L) nos pontos 1 e 2, respectivamente.

A experiência de Darcy (Figura 2-7) consistiu em percolar água através de uma amostra de solo de comprimento “ L ” e área “ A ”, a partir de dois reservatórios de nível constante, sendo “ h ” a diferença de cota entre ambos.

A razão entre a diferença (h_1-h_2) e o comprimento L é denominada gradiente hidráulico i , e representa a taxa de perda de carga por unidade de comprimento (FEITOSA & FILHO, 2000). Os resultados indicaram que a velocidade de percolação $v = Q/A$ é proporcional ao gradiente hidráulico $i = h/L$.

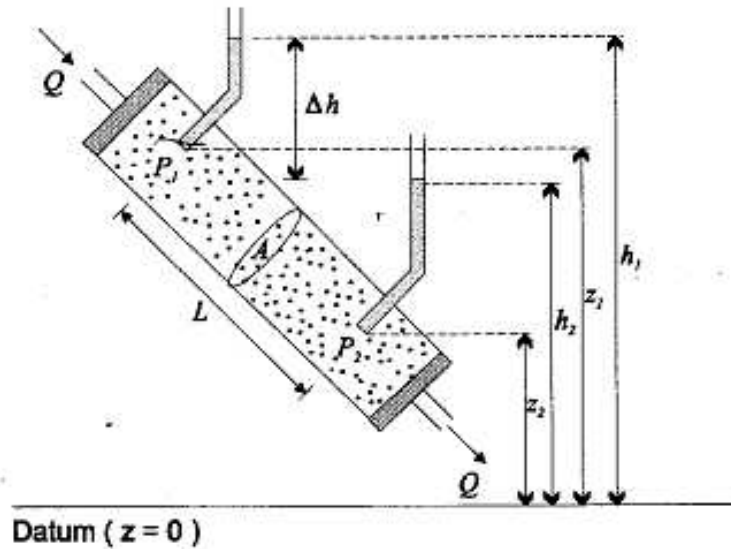


Figura 2-7: Esquema representativo do experimento de Darcy (FEITOSA & FILHO, 2000).

Uma diferença deve ficar clara ao estimar a verdadeira velocidade do fluxo de água subterrânea. A velocidade de percolação (v_x), ou velocidade linear média do fluido, é diferente da velocidade de Darcy ($q = Ki$) e é definida conforme a Equação 2-24.

$$v_x = \left(\frac{k}{n_e} \right) \cdot i \quad \text{Equação 2-24}$$

Em que: n_e é a porosidade efetiva do meio (DELLEUR, 1999).

Segundo Fitts (2002), v_x é a velocidade média que um contaminante teria em água corrente, se não reagisse com a matriz do aquífero ou com outras substâncias químicas.

2.5.3. Anisotropia e Heterogeneidade

A heterogeneidade é a variação espacial de determinada propriedade. Já a anisotropia é a variação dos valores da propriedade em um mesmo ponto, em diferentes direções (FREEZE & CHERRY, 1979). Quando não ocorre essa variação, o meio é denominado isotrópico.

Poucos parâmetros físicos variam tanto quanto a condutividade hidráulica. Rochas e solos exibem variação de até 12 ordens de grandeza para a condutividade hidráulica (HEATH, 1983). Com relação a esse parâmetro, considerando-se a definição clássica, não há formação geológica homogênea, sendo considerado como homogêneo o meio que mantém constante, espacialmente, um valor médio. Os valores de condutividade hidráulica, na maioria das formações geológicas, mostram variações internas de 1 a 2

ordens de magnitude (FREEZE & CHERRY, 1979). Geralmente, a condutividade hidráulica na maioria das rochas, especialmente em depósitos não consolidados e em rochas sedimentares com acamamentos horizontais, é maior na direção horizontal do que na vertical (HEATH, 1983).

2.5.4. Permeabilidade Intrínseca

A permeabilidade intrínseca (k) é uma constante representativa das características apenas do meio poroso, sendo função, sobretudo, do tamanho dos seus poros (FETTER, 2001). A permeabilidade intrínseca depende do tamanho dos grãos, arranjo, forma e distribuição dos poros do material do solo (Daniel, 1993). A permeabilidade intrínseca é dada por:

$$k = C.d^2 \quad \text{Equação 2-25}$$

Em que:

C : é o chamado “fator de forma” (adimensional), dependente apenas das características do meio poroso;

d : é o diâmetro médio dos poros (L).

A permeabilidade intrínseca tem dimensões de área. A relação de k com a condutividade hidráulica (K) é:

$$K = k \left(\frac{\gamma}{\mu} \right) \quad \text{Equação 2-26}$$

Em que:

K : é a condutividade hidráulica;

k : é a permeabilidade intrínseca do meio;

γ : é o peso específico do fluido;

μ : é a viscosidade do fluido.

Na Tabela 2-11 e na Tabela 2-12 apresentam-se faixas de valores típicos de permeabilidade intrínseca e condutividade hidráulica para materiais não consolidados e rochas, respectivamente.

Tabela 2-11: Faixa de valores de permeabilidade intrínseca e condutividade hidráulica para vários materiais não consolidados (FETTER, 2001).

Material	Permeabilidade intrínseca (cm ²)	Condutividade hidráulica (cm/s)
Argila	$10^{-14} - 10^{-11}$	$10^{-9} - 10^{-6}$
Silte; silte arenoso	$10^{-11} - 10^{-9}$	$10^{-6} - 10^{-4}$
Areia argilosa	$10^{-11} - 10^{-9}$	$10^{-6} - 10^{-4}$
Areia siltosa; areia fina	$10^{-10} - 10^{-8}$	$10^{-5} - 10^{-3}$
Areia bem classificada	$10^{-8} - 10^{-6}$	$10^{-3} - 10^{-1}$
Cascalho bem classificado	$10^{-7} - 10^{-5}$	$10^{-2} - 10^0$

Tabela 2-12: Faixa de valores de permeabilidade intrínseca e condutividade hidráulica à água para rochas diversas (SANDERS, 1998 *apud* POEHLS & SMITH, 2009).

Rocha	Permeabilidade Intrínseca (cm ²)	Condutividade Hidráulica (cm/s)
Xisto Intacto	$10^{-16} - 10^{-12}$	$10^{-11} - 10^{-7}$
Fraturado/ temperizado	$10^{-12} - 10^{-9}$	$10^{-7} - 10^{-4}$
Arenito firmemente cimentado	$10^{-13} - 10^{-10}$	$10^{-8} - 10^{-5}$
Arenito fracamente cimentado	$10^{-11} - 10^{-8}$	$10^{-6} - 10^{-3}$
Calcário e dolomita (não cárstico)	$10^{-12} - 10^{-8}$	$10^{-7} - 10^{-3}$
Cárstico	$10^{-9} - 10^{-1}$	$10^{-4} - 10^{+4}$
Carbonato de cálcio	$10^{-11} - 10^{-8}$	$10^{-6} - 10^{-3}$
Basalto (não fraturado)	$10^{-14} - 10^{-11}$	$10^{-9} - 10^{-6}$
Basalto fraturado/ vesicular	$10^{-9} - 10^{-2}$	$10^{-4} - 10^{+3}$
Rochas ígnea e metamórfica não fraturada	$10^{-17} - 10^{-13}$	$10^{-12} - 10^{-8}$
Rochas ígnea e metamórfica fraturada	$10^{-13} - 10^{-9}$	$10^{-8} - 10^{-4}$

Para problemas que envolvem variações significativas nas concentrações de solutos ou na temperatura da água, que modificam, respectivamente, a densidade e a viscosidade do fluido, é preferível utilizar a permeabilidade intrínseca.

2.5.5. Percolação e Fluxo de Água em Maciços Rochosos

Percolação é o fluxo de água e umidade livre, visíveis em descontinuidades individuais ou no maciço rochoso como um todo. A percolação de água nos maciços rochosos ocorre, principalmente, através de descontinuidades (permeabilidade secundária), mas em certas rochas sedimentares a permeabilidade primária do material pode ser significativa. A permeabilidade secundária é muito afetada pelo espaçamento e pela abertura das descontinuidades existentes no maciço rochoso (CAVALCANTE, 1997).

Porosidade é o termo utilizado para designar os espaços vazios ou poros no interior dos diferentes tipos de materiais. Na natureza, segundo Louis (1976 *apud* NONATO, 2002)

é possível classificar os materiais, segundo sua porosidade, em cinco grandes grupos (Figura 2-8):

- a) Os meios porosos, predominantemente homogêneos, que compreendem os materiais de porosidade granular ou de interstícios, representados por solos e sedimentos;
- b) Os meios fraturados, cuja porosidade é caracterizada por uma porosidade de fraturas, fissuras ou fendas, que determinam o comportamento hidráulico do maciço rochoso, ocorrentes em rochas duras e compactas, como granitos, basaltos, gnaisses e outras rochas ígneas ou metamórficas;
- c) O meio poroso contendo barreiras impermeáveis onde as discontinuidades são preenchidas por material composto de partículas impermeáveis;
- d) O meio poroso com pequenos canais em que discontinuidades preenchidas por material impermeável contêm canais através dos quais a água pode fluir;
- e) Por último, o meio cárstico contendo passagens largas e cavernas de várias formas geométricas, ocorrente, sobretudo, em rochas solúveis, criadas pela dissolução e remoção da rocha pelo fluxo de água subterrânea.

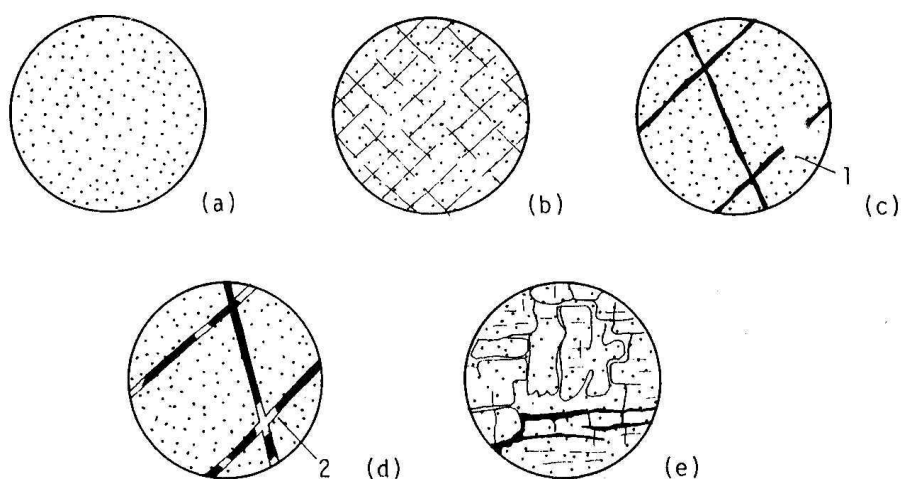


Figura 2-8: Tipos de meios de maciços rochosos (Louis, 1976): (a) meio poroso, (b) meio poroso fraturado, (c) meio poroso com barreiras impermeáveis – (1. ponte de rocha), (d) meio poroso contendo canais (2. canais) e (e) meio cárstico.

Segundo Nonato (2002), pode-se dizer que as hipóteses clássicas para a análise do fluxo de água subterrânea em taludes em rocha são:

- O fluxo ocorre somente através de fissuras ou descontinuidades, e a permeabilidade da rocha é considerada insignificante, como primeira aproximação;
- O movimento do fluxo é laminar. Condições de fluxo turbulento somente ocorrem quando existem valores muito grandes em relação à abertura das descontinuidades e gradientes hidráulicos mais altos do que os normais.

Também podem ocorrer, quando existem problemas de estabilidade em rocha, fluxo de água através de microfraturas e fluxo turbulento em descontinuidades com superfícies rugosas.

O fluxo de água subterrânea geralmente altera a condição de estabilidade dos taludes. O regime de fluxo de água em um talude altera sazonalmente com a variação do nível d'água dos aquíferos. O maciço rochoso que se encontra abaixo do nível freático está submetido a pressões de água, que atuam nas descontinuidades pré-existentes e reduzem a tensão efetiva, que como consequência reduzem a resistência ao cisalhamento na provável superfície de ruptura (ZEA HUALLANCA, 2004).

Segundo Zea Huallanca (2004), a topografia, a localização da cava em relação às fontes de água (como os rios e lagos), a infiltração de água de chuvas, entre outros são características importantes para a definição do nível freático no maciço. À medida que a lavra avança o nível freático altera sua posição inicial.

Outros aspectos que podem condicionar fortemente este modelo de fluxo de água são fatores geológicos, como as descontinuidades (falhas, fraturas, etc.) e a própria anisotropia no maciço. Contudo, a relação entre os parâmetros climáticos e o regime de fluxo de água, devido à influência da anisotropia do maciço e da condutividade hidráulica, é bastante complexa. Segundo Perazzolo (2003), um fenômeno muito importante, geralmente não considerado, é que estas flutuações nas condições de contorno do fluxo de água não resultam em variações instantâneas nas poropressões.

Pelo fato de que o fluxo de água se dá através das descontinuidades, a permeabilidade no maciço rochoso é relativamente alta, principalmente quando elas são numerosas, no caso de maciços extremamente fraturados. Alguns efeitos secundários podem afetar negativamente essa condição, reduzindo a resistência do material que preenche as

descontinuidades, em função da presença de água. Ressalte-se que este efeito pode ser ainda mais crítico nas falhas, em que se tem grande quantidade de material de preenchimento, muitas vezes expansivo em presença de água.

Ainda segundo Zea Huallanca (2004), a permeabilidade de uma descontinuidade individual é sensível à variação da abertura da junta, e depende da tensão normal atuante. O mesmo fenômeno pode ocorrer em maciços rochosos fraturados. Assim, na região de alívio de tensões, o fluxo de água será maior, permitindo mudanças do lençol freático, e também mudanças das tensões efetivas.

Problemas de estabilidade podem ser previstos com a determinação do nível freático, do caminho preferencial de percolação e pressão de água. A presença de feições impermeáveis tais como diques, descontinuidades preenchidas com argila ou horizontes permeáveis, podem criar planos irregulares do nível piezométrico e horizontes de perda de água.

No caso de taludes rochosos, o projeto preliminar baseia-se em valores assumidos de tensão efetiva. Se em observações de campo, conclui-se que é justificável assumir valores mais conservadores para a pressão de água em uma família de descontinuidade desfavorável, isto implica claramente em grandes consequências no projeto. A estabilidade de um talude pode ser imensamente prejudicada em decorrência dos seguintes fatores:

- A pressão de água reduz os esforços resistentes levando à ruptura (aumento da poropressão);
- A presença de água pode erodir a superfície da obra e carrear material fino pelas fissuras existentes, podendo obstruir canais de drenagem naturais;
- A ocorrência de fluxo ascendente pode acarretar a liquefação do solo.

Entre todos os fatores citados, o mais importante é a existência de pressão hidráulica nas descontinuidades do maciço. Segundo Hoek & Bray (1981), existem duas possibilidades para a obtenção da distribuição de pressão hidráulica no maciço; a primeira é através do traçado das linhas de fluxo e equipotenciais a partir da permeabilidade do maciço, da fonte de água e da geometria do talude; e a segunda é a

medição direta da pressão com o auxílio de piezômetros. Ambas alternativas apresentam dificuldades práticas, porém é essencial o conhecimento da distribuição de pressão hidráulica para a análise da estabilidade de taludes.

Segundo Domenico & Schwartz (1990), a quantidade de água subterrânea que percola através de um maciço rochoso de baixa porosidade primária depende, principalmente, da densidade, conectividade e abertura das fraturas presentes.

O fluxo de água por um meio rochoso fraturado é proporcional à quantidade de fraturas e grau de conectividade entre fraturas abertas. Para se caracterizar as propriedades hidráulicas do maciço rochoso é necessário determinar a condutividade hidráulica de uma família de descontinuidades. A condutividade hidráulica pode ser calculada pela equação desenvolvida por Snow (1968 *apud* FREEZE & CHERRY, 1979), denominada de lei cúbica, pela qual a condutividade hidráulica é proporcional ao cubo da abertura média das fraturas no maciço rochoso (Equação 2-27).

$$k = \left(\frac{\rho \cdot g}{12 \cdot \mu} \right) N \cdot b^3 \quad \text{Equação 2-27}$$

Em que:

g : é a aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

b : é a abertura das descontinuidades;

N : é a número de fraturas por metro

ρ : é a densidade da água;

μ : é o coeficiente de viscosidade cinemática (0,0101 cm²/s para água pura a 20° C).

A lei cúbica mostra que a abertura da fratura (b) é mais importante que a densidade de fraturas (N) na determinação da condutividade hidráulica, pois a primeira é proporcional ao cubo da abertura e a segunda apenas diretamente proporcional à densidade das fraturas (HOEK & BRAY, 1981) (Figura 2-9).

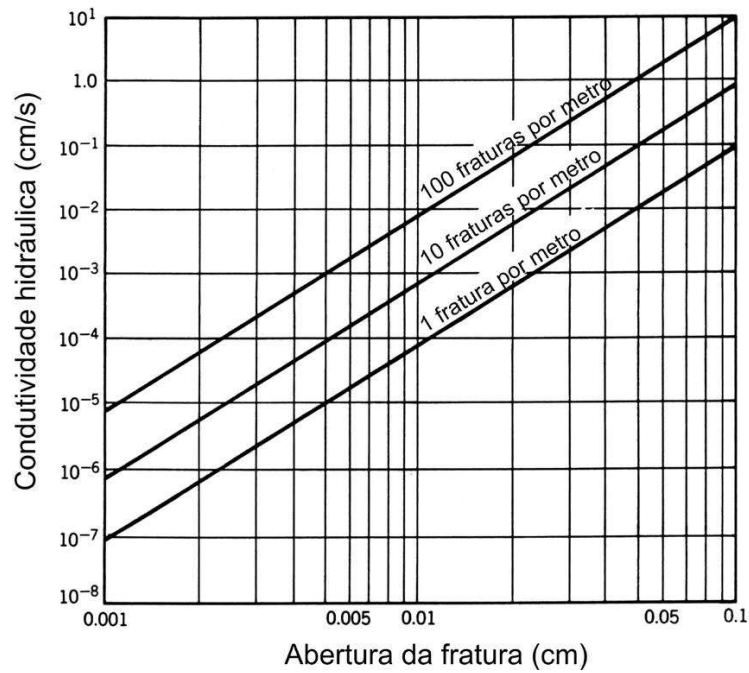


Figura 2-9: Influência da abertura (b) e do espaçamento de fraturas (N) sobre a condutividade hidráulica ao longo de um grupo de fraturas paralelas e lisas (modificado de HOEK & BRAY 1981).

A equação acima não leva em consideração a rugosidade presente nas fraturas e somente se aplica quando ocorre fluxo laminar através de descontinuidades paralelas e planares, onde a Lei de Darcy é válida. Entretanto, se o fraturamento for muito intenso, a ponto do maciço rochoso se comportar hidraulicamente como um meio poroso, suas propriedades hidráulicas podem ser determinadas com esta equação, segundo Louis (1976 *apud* GIANI, 1992).

3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1. Considerações Iniciais

O Complexo Alegria compreende um conjunto de minas pertencentes à Samarco Mineração S.A., empresa cujo controle acionário pertence à VALE e à BHPBilliton do Brasil Ltda., foi autorizada a funcionar como empresa de mineração pelo Alvará nº 996 de 05 de abril de 1973.

O produto de lavra da Samarco Mineração são itabiritos com teores de ferro variando entre 30 % e 64 %, pertencentes à Formação Cauê, porção intermediária do Grupo Itabira (Supergrupo Minas) com idade entre 2,42 e 2,52Ga (BABINSKI *et al.*, 1993, 1995).

3.2. Localização

Na Figura 3-1 apresenta-se a localização da área de estudo e as principais vias de acesso.



Figura 3-1: Mapa de localização da Área Estudada.

A unidade operacional Germano situa-se no município de Mariana, Minas Gerais, Brasil, a aproximadamente 120km da capital do estado, Belo Horizonte. O acesso é feito a partir de Belo Horizonte pela rodovia federal BR-040, em direção à cidade do Rio de Janeiro (RJ), até o trevo que leva às cidades de Ouro Preto e Mariana, de onde se prossegue cerca de 90 km pela pavimentada BR-356 (Rodovia dos Inconfidentes) até a cidade de Mariana. De lá, segue-se pela rodovia estadual MG-129, por aproximadamente 30km de estrada asfaltada (estrada Mariana – Catas Altas – Santa Bárbara).

3.3. Relevo

As jazidas de minério de ferro da Samarco posicionam-se na porção meridional da Serra do Caraça. A região caracteriza-se pelo relevo extremamente montanhoso (Figura 3-2), com grandes amplitudes altimétricas que vão desde 2.072m no topo da Serra do Caraça, até cotas da ordem de 900m no vale do rio Piracicaba, que tem a sua origem a partir de nascentes que descem dos contrafortes dessa serra.

Nessa região encontra-se a cabeceira do rio Piracicaba, o principal eixo de drenagem da área estudada. Tanto este quanto os seus principais afluentes da margem esquerda, tem sua origem nas elevações do maciço de quartzitos da Formação Moeda, que sustentam as grandes altitudes da Serra do Caraça.

Todos os principais afluentes do rio Piracicaba citados adentram na área da Samarco já próximos ao domínio da formação ferrífera, que sustenta um relevo ainda bastante acidentado, mas já em cotas mais baixas, que atingem 1.350m na mina Alegria Centro, e que decaem até quase 900m às margens do rio Piracicaba. Na área de exposição da formação ferrífera, a morfologia do terreno exhibe ainda um entalhamento bastante acentuado da rede de drenagem, que corta transversalmente as estruturas geológicas regionais.



Figura 3-2: Imagem mostrando o relevo típico da área de estudo.

A área de influência do empreendimento insere-se na faixa de transição entre o Domínio de Cerrados e o Domínio Tropical Atlântico. As coberturas vegetais presentes no entorno são campos de altitude, matas pluviais, matas de candeia e pastos.

3.4. Hidrografia

O empreendimento encontra-se totalmente inserido na bacia do rio Piracicaba, que nasce nos altos da Serra do Alto Conta História e do Batatal, podendo-se identificar as microbacias dos córregos Palmital, João Manoel e das Almas, todos situados à margem esquerda do rio Piracicaba. Esses córregos constituem os mais importantes tributários e todos eles têm as suas nascentes situadas no imponente maciço quartzítico que sustenta as grandes elevações da Serra do Caraça, sendo que o córrego das Almas tem a sua confluência com o rio Piracicaba já fora da área da Samarco Mineração.

Os afluentes da margem direita têm menor expressão e dentre eles merece ser mencionado apenas o córrego dos Macacos, que drena terrenos de domínio de rochas do Grupo Piracicaba e que corre subparalelo às estruturas regionais.

Nas cabeceiras do rio Piracicaba, a drenagem se estabelece essencialmente sobre quartzitos da Formação Moeda, sendo que apenas uma pequena parte dessa área drenada se situa sobre a área de exposição da formação ferrífera.

O rio Piracicaba atinge a área da Samarco Mineração em um local denominado como Alegria Sul, no qual flui aproximadamente em direção norte-sul. O seu curso muda repentinamente de direção, provavelmente condicionado por direções de fraturamento preferencial dos itabiritos da Formação Cauê, nos limites da mina Alegria Sul, onde recebe o seu primeiro tributário, o córrego Palmital.

Pouco mais de um quilômetro abaixo, na extremidade da mina Alegria Sul, deságua o seu único tributário de interesse na margem direita, o córrego dos Macacos, na área de contato com as rochas da Formação Cercadinho. A partir daí o rio passa a mostrar um perfil mais suave e desde esse ponto se observa o predomínio do processo de sedimentação sobre a erosão.

3.5. Clima

De acordo com estudos internos da Samarco (2012), a área de estudo se encontra numa zona de clima tropical de altitude, caracterizada por verões chuvosos e invernos secos. A temperatura média anual está em torno de 19°C. A precipitação média anual (PMA) é de aproximadamente 1.860mm, conforme registros obtidos na Estação Pluviométrica de Germano, para o período entre 1976 e 2012. Da precipitação registrada, aproximadamente 85% ocorre durante o período entre Outubro e Março e o restante entre os meses de Abril a Setembro (Figura 3-3).

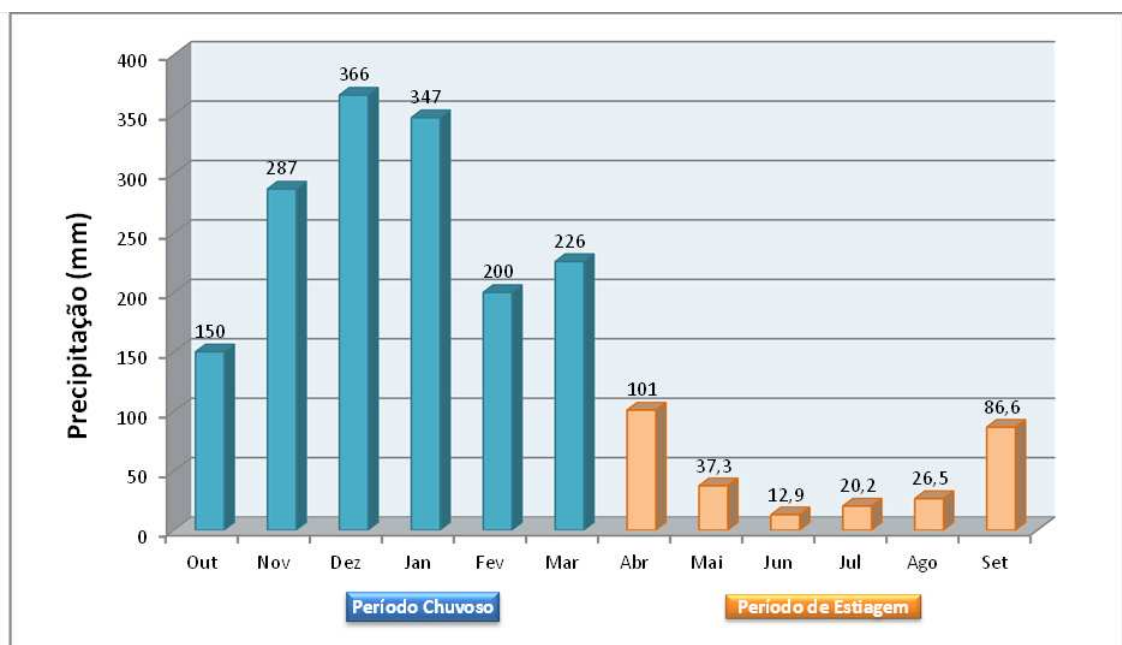


Figura 3-3: Médias mensais de chuva – série 1976 a 2012 (Fonte: SAMARCO, 2012).

Em linhas gerais, pode-se concluir que:

- O ano hidrológico na região estende-se de outubro a setembro, estando o período chuvoso concentrado entre os meses de outubro a março;

- Os meses de novembro a janeiro apresentam os índices pluviométricos médios mais elevados.

3.6. Caracterização Geológica e Estrutural

3.6.1. Geologia Regional

3.6.1.1. Unidades Litoestratigráficas

O Quadrilátero Ferrífero (QF) apresenta um conjunto de características fisiográficas, geológicas e geoeconômicas de destaque. Regionalmente, a estratigrafia está dividida em três unidades principais: (1) terrenos granito-gnáissicos arqueanos, representados pelos Complexos do Embasamento Cristalino (apresentando características de suítes arqueanas TTG) e intrusões de diques máficos e corpos graníticos s.s.; (2) sequências vulcano-sedimentares arqueanas, representadas pelo Supergrupo Rio das Velhas (sequência tipo greenstone-belts) e (3) sequências de coberturas sedimentares e vulcano-sedimentares proterozóicas, representadas pelo Supergrupo Minas e pelo Grupo Itacolomi, além de coberturas sedimentares recentes (CONDIE, 1981 *apud* BALTAZAR O. F. & RAPOSO, F. O., 1993). Na Figura 3-4 mostra-se a coluna estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero.

As rochas do Supergrupo Rio das Velhas estão representadas pelos grupos Nova Lima e Maquiné. O Grupo Nova Lima está representado por metassedimentos máficos, xistos grafitosos e carbonosos, formações ferríferas, metagrauvacas e metatufos máficos, quartzitos impuros e raros conglomerados. O Grupo Maquiné está representado por filitos quartzosos, quartzitos homogêneos e lentes conglomeráticas.

As rochas do Supergrupo Minas estão representadas na área de trabalho pelos grupos Caraça, Itabira, Piracicaba, Sabará e Itacolomi. O Grupo Caraça divide-se em Formação Moeda e Formação Batatal. A Formação Moeda é constituída por quartzitos cinza, e conglomerados, quartzo-sericita xisto com lentes de filito intercaladas; quartzo filito, quartzo-mica xisto e conglomerado. A Formação Batatal está representada por filito sericítico, filito carbonoso, lente de quartzito fino e de formação ferrífera.

O Grupo Itabira, principal unidade na área de estudo, está representado por rochas metassedimentares de origem química, dividindo-se em duas formações: Cauê e

Gandarela. A Formação Cauê está representada por itabiritos e itabiritos dolomíticos, com lentes de dolomito, hematitas compactas e friáveis. A Formação Gandarela é representada por dolomitos, itabiritos dolomíticos, calcários e filitos.

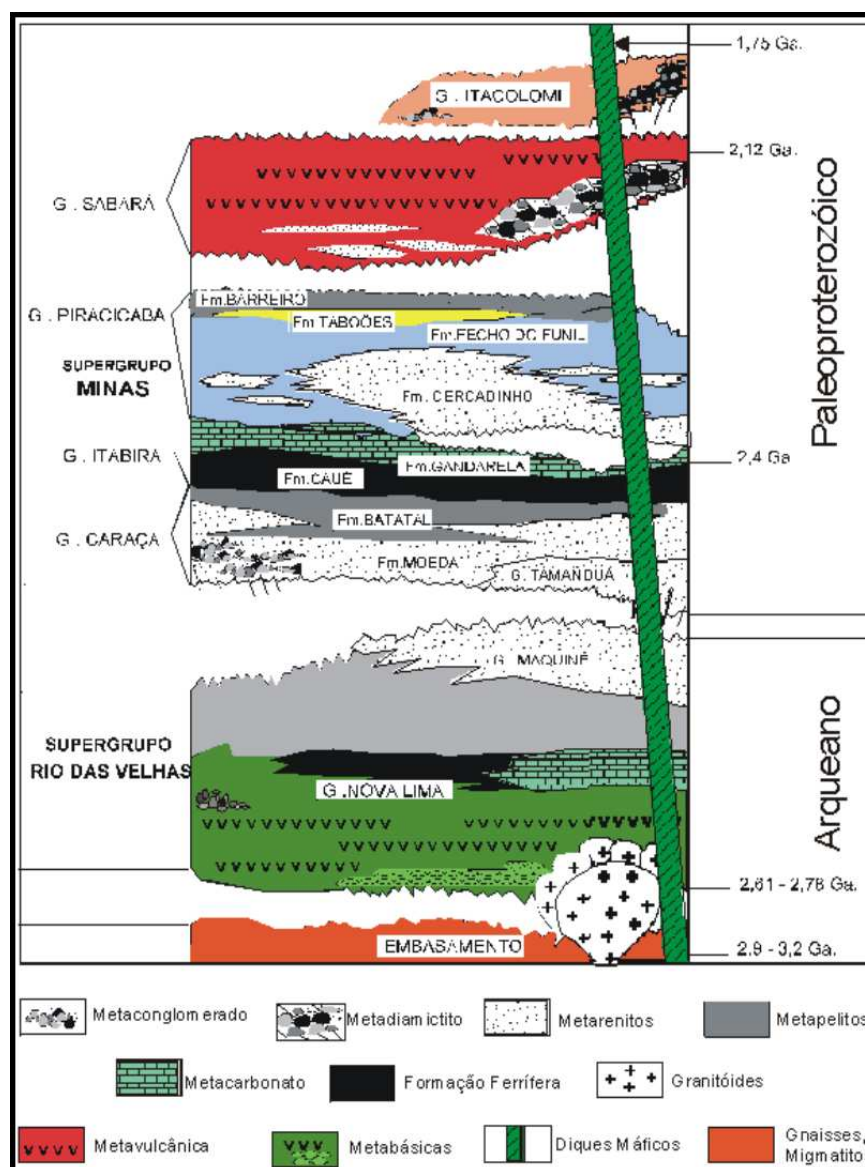


Figura 3-4: Coluna Estratigráfica proposta para o Quadrilátero Ferrífero (Modificado de ALKMIM, 1998).

O Grupo Piracicaba está representado pelas formações Cercadinho, Fecho do Funil, Taboões e Barreiro. Formação Cercadinho é composta por quartzito ferruginoso, quartzito, quartzo sericita xisto, filito, sericita xisto, talco xisto e grafita xisto. A Formação Fecho do Funil é representada por filito, filito dolomítico, dolomito, quartzito e formação ferrífera subordinados. A Formação Taboões compreende quartzitos finos, superpondo-se concordantemente à Formação Fecho do Funil e à Formação Barreiro é representada por grafita xisto, mica xisto e filito.

O Grupo Sabará está representado por clorita-xistos com intercalações de grauvacas, subgrauvacas e quartzitos. Na região de Alegria ocorrem predominantemente xistos (estauroлита-granada-mica-quartzito-xistos e clorita xisto com intercalações de quartzito ferruginoso e um gnaiss fino com textura milonítica) (BALTAZAR, O.F. & RAPOSO, F. O., 1993).

O Grupo Itacolomi está representado pela Formação Santo Antônio, caracterizada por filito, quartzito, conglomerado e dolomito, lentes de rocha rica em ferro ou formação ferrífera. Segundo Dorr (1969), a Série Itacolomi é constituída de duas fácies, uma de quartzito e outra com muito filito. O autor se refere à fácies quartzítica como tipo Itacolomi e à fácies filítica Santo Antônio. Para Baltazar e Zucchetti (2005), a fácies quartzítica é denominada de Grupo Itacolomi indiviso e a filítica de Formação Santo Antônio. A Formação Santo Antônio é composta basicamente de quartzito sericítico, com camadas espessas e lentes de conglomerado polimítico e filito, quartzito ferruginoso bandado (assemelhando-se a itabiritos). Segundo Dorr (1969), essas unidades podem ser contemporâneas, pelo menos em parte, considerando a sedimentação e gradação lateral de quartzitos para filito.

Estas unidades são intrudidas por diques máficos de diversas idades e estão, frequentemente, cobertas por sedimentos cenozóicos laterizados (ALKMIM & MARSHAK, 1998).

3.6.1.2. Estrutural

A principal característica do QF é o arcabouço estrutural formado por um arranjo grosseiramente quadrangular de sinclinais onde afloram metassedimentos plataformais do Supergrupo Minas, de idade Paleoproterozóica, separados por estruturas antiformais irregulares com terrenos arqueanos do tipo *greenstone belt* do Supergrupo Rio das Velhas, e domos de rochas cristalinas Arqueanas e Proterozóicas, (MACHADO *et al.*, 1992; CARNEIRO, 1992; NOCE, 1995).

A estrutura de domo e quilha, ainda que domine o padrão estrutural do QF, não é a única característica estrutural sugerida pelo mapa da região. Há dois outros pronunciados conjuntos de estruturas pós Minas. Um conjunto inclui, a nordeste, estruturas de escala regional dúcteis (Sinclinal Gandarela, o Anticlinal Conceição, a metade nordeste do Sinclinal Ouro Fino e Sinclinório de Itabira e Monlevade). O outro

conjunto, geralmente atribuído à orogenia Brasileira Neoproterozóica, inclui uma série de falhas de empurrão vergentes para oeste e estruturas associadas.

3.6.2. Geologia Local

As reservas da Samarco Mineração estão localizadas no chamado Complexo Alegria, inserido no sinclinal de Alegria, em zona de alta deformação, na borda leste do Quadrilátero Ferrífero (Figura 3-5).

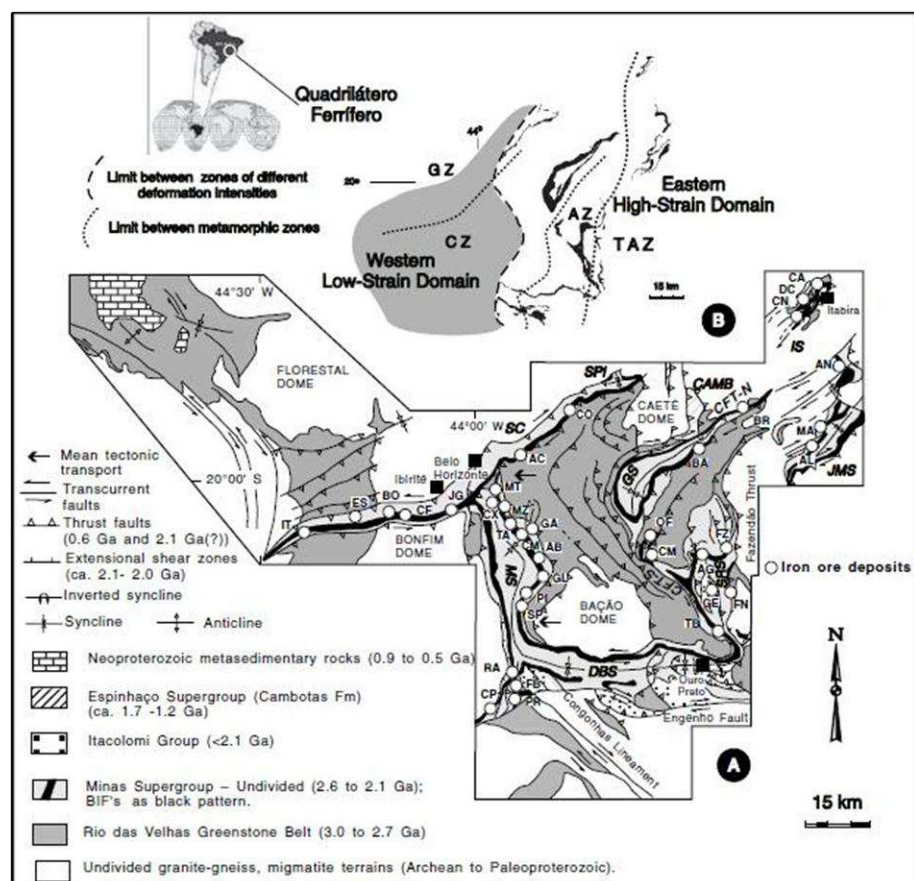


Figura 3-5: Mapa do Quadrilátero Ferrífero (QF). A) Principais estruturas tectônicas; B) Localização dos domínios metamórficos e estruturais do QF (Fonte: ROSIÈRE *et al.*, 2008, modificado de DORR, 1969).

O minério presente nas cavas da Samarco é caracterizado pela presença de corpos de minério fortemente lineados segundo a orientação dos eixos das dobras, paralelizado na direção de estiramento local (ROSIÈRE *et al.*, 1991).

A formação ferrífera, hospedeira do minério, encontra-se na Formação Cauê do Grupo Itabira, pertencente ao Supergupo Minas. Estão presentes nessa formação diversos tipos de itabiritos, outros materiais ferruginosos como cangas, brechas e hematitas

compactas, e ainda, rochas não ferruginosas como quartzitos, filitos, filitos dolomíticos, xistos e metabasitos.

A gênese do minério é explicada pela atuação de eventos tectonometamórficos sobre sedimentos ferríferos, durante o Pré-Cambriano, e posterior superposição de processos de enriquecimento supergênico do Fe, ocorridos a partir do Cenozoico. Essa combinação de fenômenos originou itabiritos, em geral friáveis a pulverulentos, enriquecidos em ferro e apresentando assembleias variadas entre os minerais: martita, especularita, goethita e magnetita.

3.6.2.1. Caracterização Tipológica dos Minérios

A utilização da composição mineralógica como principal critério para a diferenciação dos tipos de itabirito fundamenta-se, fortemente, em uma questão geológico-estrutural, pois a presença dos minerais, em maior ou menor quantidade, e ainda, as características físicas dos materiais, refletem a intensidade e natureza dos processos geológicos responsáveis pela gênese dos minérios. Acredita-se que esses fenômenos conferem aos diferentes tipos de itabiritos características físicas, químicas e de comportamento nos processos, peculiares a cada um deles. Sendo assim, utiliza-se a sequência da predominância em assembleias de um, dois ou três minerais para a diferenciação dos tipos de minério, resultando, por exemplo, em itabiritos especularíticos, itabiritos martítico-goethíticos, itabiritos especularítico-martítico-goethíticos, itabiritos martíticos, itabiritos martítico-especularíticos, itabiritos martítico-especularítico-goethíticos etc.

A Figura 3-6 apresenta o mapa geológico-tipológico, considerando a nomenclatura dos principais litotipos identificados atualmente na área da Samarco Mineração.

comprimiram os metassedimentos do Supergrupo Minas no Sinclinal Santa Rita sobre o maciço quartzítico do Caraça, formando o Sinclinal de Alegria.

A principal estrutura planar ocorrente no Sinclinal de Alegria corresponde à feição resultante da forte deformação rotacional em regime dúctil, sob condições metamórficas fácies xisto verde a anfibolito. É uma feição persistente e onipresente, constituída por uma sucessão de faixas paralelas ou anastomosadas, com espessuras milimétricas a decimétricas de diferentes composições mineralógicas ou texturais, denominada de foliação Sn.

Em geral, os contatos entre os litotipos estão paralelizados à foliação Sn. Estes tipos litológicos ocorrem como lentes e corpos tabulares com *trends* NE-SW e W-E na cava Alegria Norte, e *trend* geral N-S nas cavas Alegria Sul e Alegria Centro, com variações locais.

3.7. Hidroestratigrafia e Propriedades Hidráulicas

O fluxo de água subterrânea em maciços rochosos ígneos e metamórficos ocorre por meio de fraturas, juntas, falhas e zonas de alteração (ou seja, feições características de permeabilidade secundária). Este fluxo é função do grau de fraturamento de cada litotipo, da conectividade entre as fraturas e do seu preenchimento. Levando-se em consideração estes aspectos e baseando-se em descrições geotécnicas de sondagens, os litotipos presentes na área de estudo podem ser agrupados em três horizontes hidroestratigráficos principais:

- Itabiritos da Formação Ferrífera / Grupo Itabira: ocupando a parte central da área de estudo, estratigraficamente posicionado entre as rochas do Grupo Caraça e as rochas do Grupo Piracicaba, os itabiritos constituem o principal aquífero em nível regional, com valores de condutividade hidráulica da ordem de $1,0 \times 10^{-5}$ m/s, porém, com um valor da ordem de $1,0 \times 10^{-6}$ m/s em média. Essa condutividade hidráulica é localmente reduzida em função de variações composicionais destas rochas, cuja alteração, em particular dos itabiritos anfibolíticos, tende a gerar um material de alteração mais argiloso, o que reduz localmente a condutividade hidráulica pelas fraturas. Uma análise dos dados de descrição geotécnica de sondagens indica um maciço

rochoso com grau de fraturamento relativamente uniforme até em torno de 400m de profundidade (Figura 3-7), embora seja esperado que, pela maior pressão litoestática exercida em profundidade haja uma redução gradativa na permeabilidade do maciço. O coeficiente de armazenamento estimado para este maciço, em regiões não confinadas, é da ordem de 0,15 a 0,30m/s com valores em zonas confinadas do aquífero da ordem de $1,0 \times 10^{-4}$ m/s. Dada a sua significativa espessura saturada e permeabilidade, esta unidade é responsável pela maior parte do fluxo de água subterrânea que ocorre na sub-bacia. Do ponto de vista hidroestratigráfico as numerosas variações composicionais dos itabiritos foram simplificadas em quatro grupos principais: Itabiritos Especularíticos, Martíticos, Anfibolíticos e Goethíticos. Essa compartimentação será utilizada posteriormente durante o processo de modelamento numérico.

- Quartzitos e filitos do Grupo Caraça: situados a oeste e norte da sub-bacia hidrográfica considerada. Estes litotipos constituem unidades hidroestratigráficas de permeabilidade relativamente baixa. Embora não haja resultados de ensaios conduzidos pela Samarco nestas unidades. Dados de literatura (Mourão, 2007) indicam condutividades hidráulicas para a Formação Batatal (filitos) variando entre $9,0 \times 10^{-8}$ m/s e $7,0 \times 10^{-6}$ m/s, dependendo do grau de alteração, sendo o limite superior desse intervalo considerado bastante elevado para rochas dessa natureza e, provavelmente, associado a porções mais superficiais do maciço rochoso. Valores significativamente mais baixos, da ordem de $3,0 \times 10^{-9}$ m/s, são reportados para os quartzitos da Formação Moeda. O valor inicialmente estimado para esta unidade como um todo é da ordem de $1,0 \times 10^{-7}$ m/s.
- Xistos, filitos e demais unidades do Grupo Piracicaba: estas unidades, posicionadas a leste da área de estudo, compreendem igualmente litotipos de baixa permeabilidade também com valores estimados de condutividade hidráulica da ordem de $1,0 \times 10^{-7}$ m/s ou menores, sendo esperada uma baixa contribuição hídrica subterrânea das mesmas.

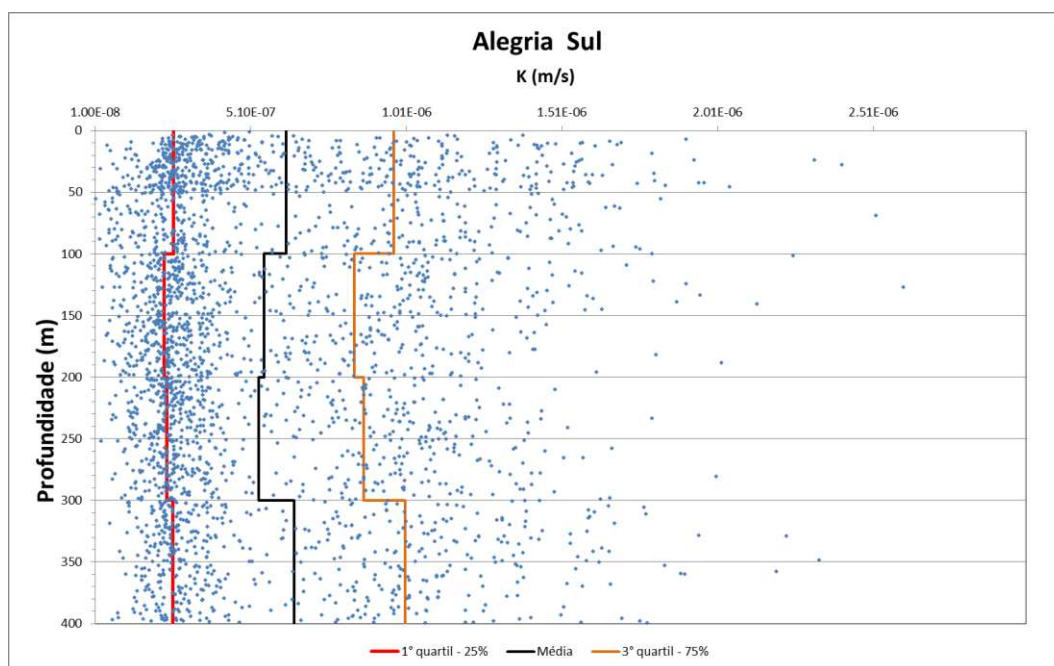


Figura 3-7: Condutividade hidráulica e grau de fraturamento uniforme até em torno de 400 m de profundidade (SCHLUMBERGER, 2009).

Do ponto de vista hidrogeológico, portanto, os litotipos pertencentes ao Grupo Caraça e ao Grupo Piracicaba formam zonas de menor transmissividade, estando o fluxo subterrâneo concentrado ao longo da formação ferrífera. Pela análise do contexto hidrogeológico regional, as zonas de menor transmissividade concentrariam um fluxo mais raso de água subterrânea, responsável pela ocorrência das diversas nascentes observadas nas zonas de contato com os itabiritos e na porção de montante dos tributários do rio Piracicaba, estando altamente influenciadas pelos gradientes topográficos. Esta condição se reflete em termos de gradientes hidráulicos mais acentuados nas regiões mais altas e menos permeáveis, e significativamente mais suaves nas regiões de ocorrência dos itabiritos.

Adicionalmente às unidades hidroestratigráficas mencionadas acima, feições de menor extensão lateral exercem localmente efeitos marcados sobre o sistema de fluxo, em particular corpos de rochas metabásicas mapeados dentro da área de estudo e algumas estruturas principais, também contempladas na interpretação geológica mais recente. Um destes efeitos é observado na porção oeste do setor Alegria Norte (área dos Indicadores de Nível d'Água - INA's 26 e 52), onde se observa um gradiente hidráulico bastante acentuado em uma região onde foi interpretada a existência de uma falha de empurrão (SAMARCO, 2010), indicando que a referida falha funciona neste local como uma barreira ao fluxo. Associando a superfície potenciométrica com a geologia e

estruturas mapeadas, é possível inferir o efeito de algumas destas feições no sistema de fluxo.

3.7.1. *Regime de Fluxo*

O regime de fluxo superficial nas bacias do Quadrilátero Ferrífero segue três padrões principais com relação à resposta das drenagens ao regime pluviométrico. Conforme observado por Mourão (2007), ocorrem bacias de regime permanente, influenciadas diretamente pelos regimes de chuva; bacias de regime intermitente, que respondem unicamente à precipitação nos períodos chuvosos; e bacias de regime permanente pouco influenciado pela precipitação ou com grande defasagem entre os picos de chuva e vazão.

O primeiro tipo é caracterizado por hidrogramas com grande amplitude entre os meses secos e chuvosos. A vazão máxima, via de regra, ocorre ao mesmo tempo do máximo do hidrograma das chuvas, ou então, com uma defasagem de um a dois meses. Situação similar ocorre nas bacias de regime intermitente, sendo que nestas áreas a curva de recessão atinge valores nulos antes do início do próximo período chuvoso, pela ausência de um fluxo de base durante a estiagem. O terceiro tipo caracteriza-se por hidrogramas cujas vazões são relativamente constantes durante o ano hidrológico, com variações mínimas, não ocorrendo, portanto, mudanças na forma da curva de vazão. O reflexo de uma sequência de pluviometria variável, seja em ano seco ou chuvoso, nesse tipo de bacia é percebido com uma defasagem muito grande, que pode chegar a um ou dois anos hidrológicos.

Um quarto padrão descrito na literatura é um padrão misto, onde o hidrograma é marcado por variações de vazão em resposta à precipitação no período chuvoso, porém, com fluxos relativamente constantes nos períodos de estiagem, alimentados por nascentes ligadas a aquíferos regionais.

A análise dos hidrogramas disponíveis para a área de estudo mostra que neste trecho o rio Piracicaba e seus tributários seguem o primeiro padrão acima descrito, com uma grande amplitude entre os períodos secos e chuvosos e com os picos de vazão acompanhando de forma bastante próxima os picos de chuva. Por se tratar do principal mecanismo de descarga do aquífero, o fluxo de base para estes cursos d'água se mantém ao longo do ano hidrológico, porém com uma queda gradual na contribuição, conforme

o fluxo subterrâneo mais superficial vai se esgotando após o término do período chuvoso. O fluxo de água subterrânea mais rasa tende a ser mais relevante na parte superior do maciço, abastecendo as nascentes localizadas a montante dos tributários. Este sistema de fluxo recebe recarga durante a estação das chuvas, mas rapidamente descarrega a água de infiltração para o sistema de drenagem superficial. O fluxo de água subterrânea por esta zona rasa é considerado local, com cada tributário do rio Piracicaba mantendo seu próprio padrão de drenagem, isoladamente.

O segundo padrão, intermitente, conforme sugerido acima, está provavelmente associado a nascentes situadas em áreas topograficamente mais elevadas, onde as mesmas são alimentadas pela exsudação de água subterrânea de aquíferos subsuperficiais, de recarga localizada e rápido tempo de trânsito. Nota-se que as nascentes mapeadas na área ocorrem disseminadas nos talvegues e pela característica do regime de fluxo subterrâneo subsuperficial espera-se que a cota máxima de onde ocorre a saída de água varie para mais ou para menos durante o ano hidrológico. A intermitência ou não está provavelmente ligada à capacidade de armazenamento do manto de alteração somado ao do grau de fraturamento e abertura das fraturas do substrato rochoso. No contexto do Quadrilátero Ferrífero e da sub-bacia considerada, este regime estaria associado às nascentes e drenagens encaixadas nos xistos, filitos e quartzitos.

O terceiro padrão é observado comumente associado a estruturas com alta porosidade e capacidade de armazenamento, que funcionam como mecanismo adicional de descarga de aquíferos regionais de grande extensão. Trata-se de nascentes pontuais e que não possuem variação do posicionamento durante o regime hidrológico. No Quadrilátero Ferrífero essas nascentes ocorrem ligadas, principalmente aos aquíferos Cauê ou Gandarela. Na área de estudo tem-se a nascente do Jatobá como uma nascente típica deste terceiro regime, dentro da formação ferrífera.

A principal implicação deste modelo conceitual, do ponto de vista operacional, diz respeito à interceptação do fluxo de base da rede de drenagem superficial em função do bombeamento de água subterrânea, um impacto particularmente relevante no período de estiagem, quando uma parte significativa da vazão dos córregos e rios é mantida pelo afluxo de água proveniente do aquífero.

4. METODOLOGIA

4.1. Mapeamento Litoestrutural

O mapeamento da área de estudo (Figura 4-1) foi realizado por uma empresa de consultoria (GEOESTRUTURAL, 2009), segundo orientações da equipe técnica da Samarco, por meio do levantamento sistemático de informações geológico-geotécnicas na área das futuras minas Alegria Centro e Alegria Sul, através de caminhamentos em todas as estradas e acessos existentes e demais afloramentos, com avaliações de características geológicas, propriedades geomecânicas e litoestruturais dos maciços rochosos da mina. Os pontos foram levantados com o uso de GPS Geodésico, sendo ainda marcadas as posições intermediárias dos contatos entre os litotipos, caso existissem. Ressalta-se tratar-se de uma área que possui poucas informações e um número reduzido de pontos de afloramentos, uma vez que não se iniciou as atividades de lavra nessas minas.

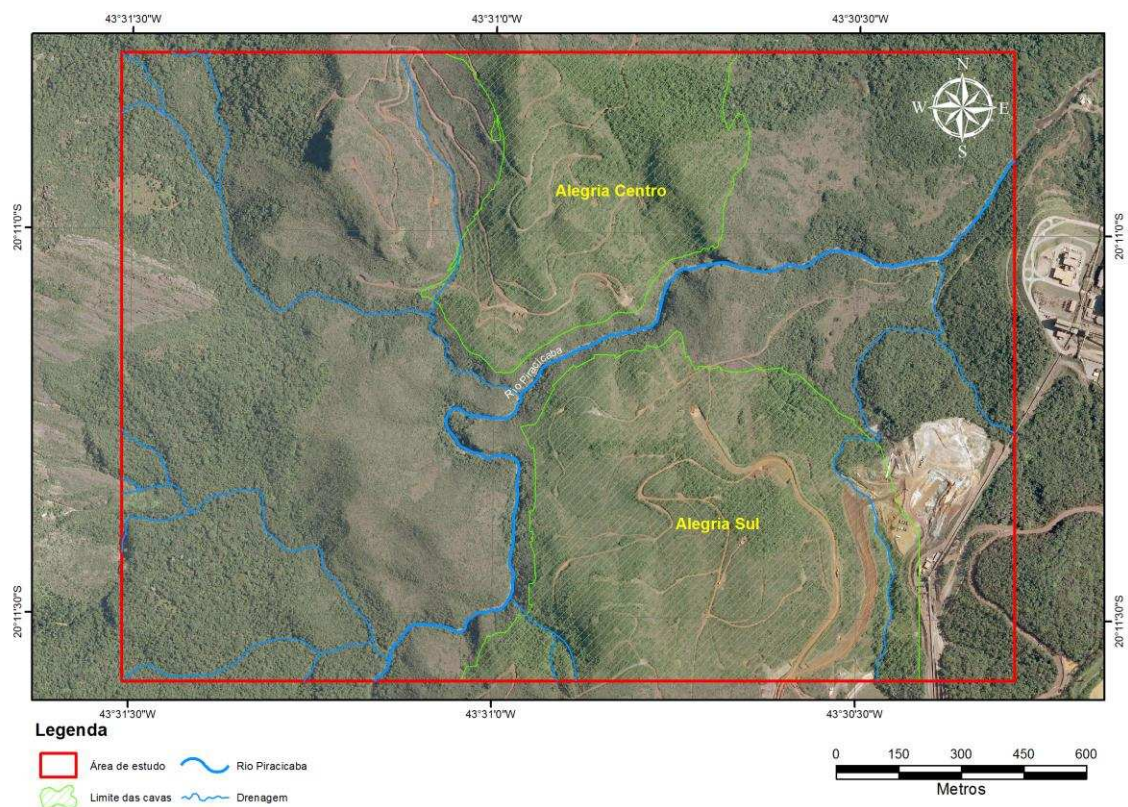


Figura 4-1: Mapa de localização da área mapeada

Nos pontos de mapeamento foram registrados, quando possível, os litotipos e as estruturas presentes (planares e lineares), além dos parâmetros de caracterização geomecânica adaptados para taludes: grau de alteração, grau de consistência, o

fraturamento e as condições das fraturas, as surgências de água e os sinais de instabilidade.

Para a identificação dos litotipos foi empregada a classificação atual desenvolvida pela área de Geologia da Samarco. Vale ressaltar que essa é uma classificação com foco no processo de beneficiamento do minério, destacando os seguintes litotipos: Itabirito Anfibolítico (IA), Itabirito Anfibolítico Goethítico (IAG), Itabirito Goethítico (IG), Itabirito Anfibolítico Martítico (IAM), Itabirito Especularítico (IE), Itabirito Especularítico Goethítico (IEG), Itabirito Especularítico Martítico (IEM), Itabirito Especularítico Martítico Goethítico (IEMG), Itabirito Martítico (IM), Itabirito Magnetítico (IMAG), Itabirito Martítico Especularítico (IME), Itabirito Martítico Especularítico Goethítico (IMEG), Itabirito Martítico Goethítico (IMG).

4.2. Caracterização e Classificação Geomecânica dos Maciços

A caracterização e classificação geomecânica das minas Alegria Centro e Alegria Sul baseou-se no mapeamento geológico-geomecânico de superfície, conforme mencionado anteriormente, e na descrição geotécnica de testemunhos de sondagens, realizada pela equipe da Samarco. O método de classificação utilizado foi o RMR (*Rock Mass Rating*) modificado de Bieniawski (1976), fundamentado em conceitos e simbologias internacionais sugeridos pela ISRM (*International Society for Rock Mechanics* - 2007 - *Suggested Methods*).

No mapeamento litoestrutural os parâmetros considerados para a classificação do maciço foram: Grau de Alteração, Grau de Resistência, Grau de Fraturamento, Condição das Fraturas e RQD. Este último, em afloramentos, foi avaliado através da identificação das famílias de descontinuidades e da estimativa de volume de blocos (J_v), proposto por Palmström (1982).

Para a caracterização geomecânica da área foi incluída a Classe VI (não existente na classificação original de BIENIAWSKI, 1976) para designar o maciço constituído por saprólito ou rocha branda, completamente alterada, e solo estruturado coesivo, rijo a duro, bastante expressivo nas minas.

Na formação ferrífera, a Classe VI apresenta características de resistência muito superiores ao que se costuma obter para os solos mais resistentes e rocha branda,

completamente alterada, provenientes da alteração de filitos, xistos e quartzitos que compõe os demais litotipos da mina. Na formação ferrífera esta classe constitui um material que é facilmente lavrado com desmonte mecânico. Esta condição permite diferenciá-la dos litotipos constituídos por rocha maciça, que são lavrados somente com o auxílio de desmonte com explosivos.

As descrições geotécnicas dos furos de sondagens (SAMARCO, 2008) obedeceram aos mesmos parâmetros definidos para o mapeamento geológico-geomecânico de superfície, ou seja, baseada em conceitos internacionais sugeridos pela ISRM (*International Society for Rock Mechanics* - 2007 - *Suggested Methods*). Devido às características geológico-geotécnicas do maciço, os critérios e parâmetros da ISMR foram associados e ajustados às condições da Samarco Mineração. Portanto, foram utilizados os seguintes parâmetros: Grau de Alteração, Grau de Resistência/Coerência, Espaçamento do Fraturamento, Condição das Fraturas, RQD (*Rock Quality Designation*) e Classificação Geomecânica (RMR). A planilha modelo de descrição geotécnica de sondagem é apresentada no Anexo I.

Nesta atividade, o grau de fraturamento e o RQD não foram levantados por manobra, mas sim pelos trechos de isofraturamento, somente considerando as fraturas naturais e não as provenientes de quebras mecânicas originadas na execução dos furos. O RQD foi avaliado de acordo com o procedimento usual, considerando a somatória dos fragmentos maiores que 10 cm, sendo descartados os trechos constituídos por maciço completamente alterado.

O sistema RMR atribui pesos para os cinco parâmetros, conforme apresentado previamente, e estes valores são somados para obter o valor de RMR (máximo de 100 pontos). Na Tabela 2-9 apresentam-se a soma dos pesos referentes a cada classe do sistema RMR. A classificação do maciço é obtida com a somatória de pontos dos parâmetros selecionados para cada tipo de maciço. O RMR é um valor de referência que serve para deduzir parâmetros preliminares de deformabilidade, resistência e tempo de autossustentação do maciço, assim como estabelecer correlações para outras grandezas.

Os parâmetros do sistema são simples e claros, podendo ser obtidos rapidamente com um custo relativamente baixo. A orientação das discontinuidades é individualizada em

um parâmetro adicional e é considerada em separado, como um parâmetro de ajuste que depende da orientação em relação à escavação e da natureza da obra (Tabela 2 8).

4.3. Amostragem de Blocos Indeformados

Em 2005 foram retirados, para a realização de ensaios de laboratório, 45 blocos indeformados que representam os materiais de classes V e VI dos litotipos presentes nas minas Alegria Norte e Alegria Sul. Numa segunda campanha de amostragem, em 2011, foram coletados 24 blocos indeformados nas minas Alegria Centro e Alegria Sul. A continuidade do corpo de minério ao longo do depósito possibilita a integração de todos os dados (total de 69 amostras), sabendo da representatividade dos principais litotipos e do arcabouço estrutural na área de estudo.

Os blocos foram talhados a 1,2 e 2,5m de profundidade. Estes blocos foram retirados a partir de uma escavação realizada no talude, com o auxílio de uma pá de corte e espátulas, e foi moldado um bloco cúbico com aproximadamente 0,30m de aresta. Após, os blocos foram parafinados e acomodados em uma caixa de madeira e os espaços entre a caixa e o bloco foram preenchidos com serragem para minimizar sua trepidação durante o transporte. A Figura 4-2 mostra o bloco moldado a uma profundidade de 1m e a Figura 4-3 mostra o processo de parafinamento e identificação deste bloco.



Figura 4-2: Coleta de blocos indeformados na mina de Alegria Centro.



Figura 4-3: Processo de parafinamento e identificação da amostra.

4.3.1. Definição dos Locais de Amostragem

A definição dos pontos de coleta das amostras (Figura 4-4) foi realizada considerando os locais com acesso e que não interferissem nas operações de lavra. Além disto, baseou-se na avaliação de fatores geológicos e geomecânicos, com a finalidade de se obter uma melhor representatividade dos diferentes litotipos.

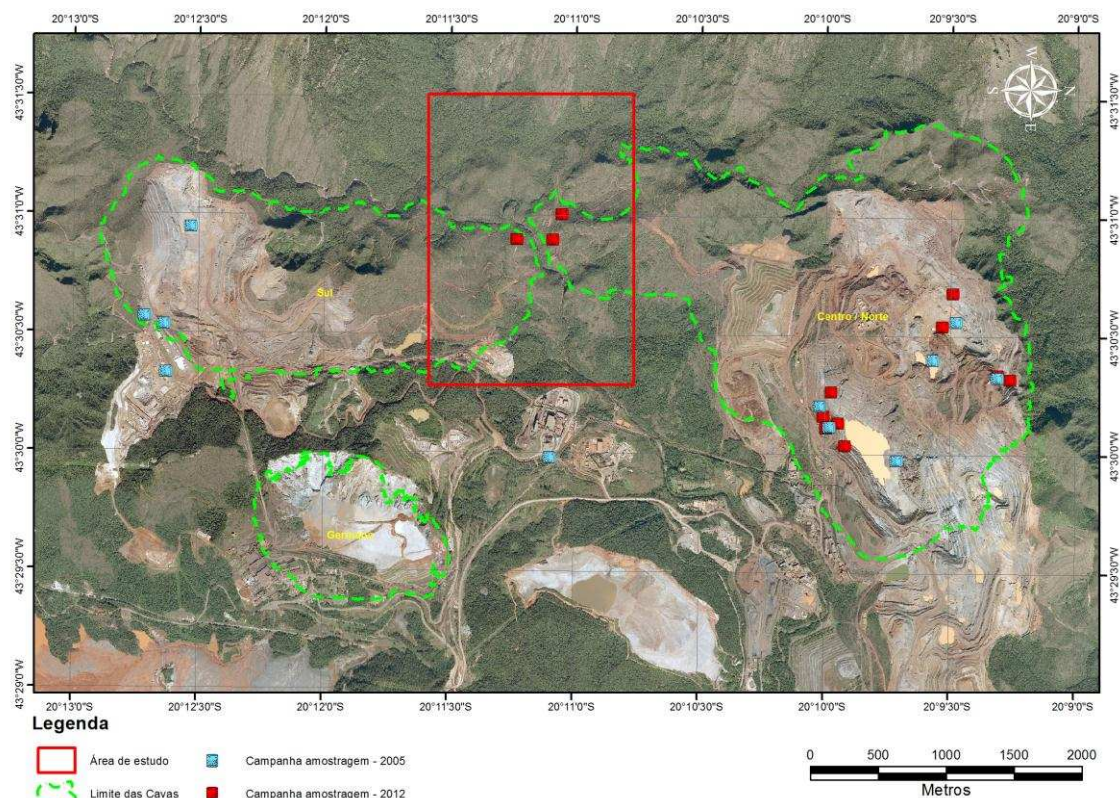


Figura 4-4: Mapa de localização dos pontos de coleta de blocos indeformados.

4.3.2. Trabalhos de Laboratório

Todos os ensaios realizados nesta pesquisa foram executados nos Laboratório de Geotecnia e Laboratório de Mecânica de Resíduos, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

4.3.2.1. Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização foram conduzidos em conformidade com as seguintes normas:

- Granulometria Conjunta (NBR 7181/84);
- Massa Específica dos Grãos do Solo (NBR 6508/80);
- Limite de Liquidez por Umedecimento (NBR 6459/84);
- Limite de Plasticidade (NBR 7180/94).

4.3.2.2. Ensaio de Cisalhamento Direto

Na campanha de 2005 (Laboratório de Geotecnia) foram realizados ensaios de cisalhamento direto em 20 amostras representadas por corpos de prova quadrados com 10cm de lado e 2cm de altura. Para cada amostra foram realizados pelo menos três ensaios com diferentes valores de tensão normal. A moldagem dos corpos-de-prova foi realizada de duas maneiras: com a foliação paralela ao plano de corte (ensaio paralelo à foliação) e com a foliação oblíqua ao plano de corte (ensaio oblíquo à foliação). Estes últimos foram moldados com a foliação entre 50° e 60° com a horizontal. Na Tabela 4-1 apresenta-se a relação do plano de corte em relação à foliação e as respectivas tensões normais dos ensaios de cisalhamento direto realizados nos blocos indeformados.

Na campanha de 2011/2012 (Laboratório de Mecânica de Resíduos) foram realizados ensaios de cisalhamento direto em 3 amostras, nas condições natural e inundada, em corpos de prova quadrados com 5cm de lado e 2cm de altura, conforme discriminado na Tabela 4-2. Cada conjunto representa três ensaios com diferentes valores de tensão normal (50, 150 e 300kPa), perfazendo um total de 30 ensaios.

Tabela 4-1: Relação das amostras ensaiadas, plano de corte e tensões normais aplicadas (UFV, 2005).

Amostra	Plano de corte em relação à foliação	Tensão normal (kPa)
AL 09IE V	Paralelo	100 - 299 - 495 - 600
AL 09 IE V	Oblíquo	100 - 299 - 495 - 600
AL 09 IE VI	Paralelo	95 - 268 - 293 - 299 - 585 - 600
AL 09 IE VI	Oblíquo	95 - 98 - 268 - 299 - 585 - 600
AL 345 IBM VI	Paralelo	100 - 300 - 600
AL 345 IBM VI	Oblíquo	100 - 299 - 600
AL 345IBG VI	Paralelo	100 - 299 - 495
AL 345 IBG VI	Oblíquo	95 - 268 - 485
AL 06 IBM VI	Paralelo	100 - 299 - 600
AL 06 IBM VI	Oblíquo	100 - 299 - 600
AL 06 IBM V	Paralelo	100 - 299 - 495 - 500 - 600
AL 06 IBM V	Oblíquo	100 - 299 - 600
AL 345 IBG V	Paralelo	100 - 299 - 495
AL 345 IBG V	Oblíquo	100 - 299 - 495
AL 09IBA V	Paralelo	100 - 299 - 600
AL 09 IBA V	Oblíquo	100 - 299 - 495 - 600
AL 09 IBA VI	Paralelo	100 - 299 - 495
AL09 IBA VI	Oblíquo	100 - 299 - 495
AL 09 Qtz Fl	Paralelo	95 - 268 - 293 - 585
AL 345 IBG VI	Paralelo	100 - 299 - 495

Tabela 4-2: Relação das amostras ensaiadas, plano de corte e condições das amostras (UFV, 2011/2012).

Conjunto	Amostra	Posição em relação à foliação	Condição	Quantidade
1	Ponto 11 (AL07 – IAM)	Indefinida	Natural	03
2			Inundada	03
3	Ponto 12 (AL08 – IAG)	Paralela	Natural	03
4			Inundada	03
5		Perpendicular	Natural	03
6			Inundada	03
7	Ponto 13 (AL07 – IME)	Paralela	Natural	03
8			Inundada	03
9		Perpendicular	Natural	03
10			Inundada	03

Nos ensaios realizados nas amostras com umidade natural, a primeira etapa consistiu na aplicação e manutenção da tensão normal até a estabilização do deslocamento vertical (etapa de adensamento). Na segunda etapa, o corpo de prova foi levado à ruptura por meio da aplicação de deslocamento horizontal com velocidade de 0,15mm/min (etapa de cisalhamento).

Nos ensaios realizados nas amostras inundadas, a primeira etapa consistiu em inundar as amostras por um período de 24 horas (etapa de inundação). Em seguida, foram realizadas as etapas de adensamento e de cisalhamento, com velocidade de 0,15mm/min. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados conforme os procedimentos descritos por Head (1986), Vol. II.

A Figura 4-5 ilustra como foi moldado o corpo-de-prova com foliação oblíqua ao plano de ruptura na amostra IBG 345 VI.



Figura 4-5: Moldagem dos corpos-de-prova (foliação oblíqua ao plano de ruptura) - Amostra IBG 345 VI.

4.3.2.3. Ensaio de Compressão Triaxial CIU_{sat}

Os ensaios de compressão triaxial, do tipo adensado não drenado saturado (CIU_{sat}), com deformação controlada e com velocidade de deformação igual à 0,15mm/min, foram realizados em amostras dos blocos indeformados.

Na campanha de 2005 as tensões de adensamento utilizadas foram de 100, 250 e 500kPa e na campanha de 2011/2012 as tensões de adensamento utilizadas foram de 50, 100, 200 e 400kPa. Todas as tensões de adensamento utilizadas em cada amostra foram inferiores às tensões de pré-adensamento, simulando assim a condição pré-adensada, condição esta que é a mais representativa para os estados de tensões encontrados nos taludes em estudo.

Para a realização de cada ensaio foram moldados pelo menos quatro corpos de prova de cada amostra, com dimensões aproximadas de 10cm de altura e 5cm de diâmetro. Os corpos de prova foram saturados, em uma primeira etapa, por percolação e em uma

segunda etapa por contrapressão de até 300kPa, até que os mesmos atingissem um grau de saturação mínimo de 98,75%. Este procedimento permitiu a determinação das envoltórias de tensão total e efetiva de cada amostra. Nas tabelas 4-3 e 4-4 apresentam-se a relação das amostras dos ensaios de compressão triaxial (CIU), em amostras saturadas, moldadas a partir dos blocos indeformados coletados nas campanhas de 2005 e 2011/2012, com as respectivas tensões de consolidação (σ_{3c}).

Tabela 4-3: Relação das amostras ensaiadas, plano de corte e tensões aplicadas (UFV, 2005).

Amostra	Plano de ruptura em relação à foliação	Tensões (kPa)
AL 09IE V	Oblíquo	100 - 250 - 500
Qtz-FL AL 09 VI	Oblíquo	100 - 250 - 500
Qtz-FL AL 09 VI	Paralelo	100 - 250 - 300 - 500
AL 09 IE VI	Oblíquo	100 - 250 - 500
AL 345 IBM VI	Oblíquo	100 - 250 - 500
AL 345IBG VI	Oblíquo	100 - 250 - 500
AL 02 FL VI	Oblíquo	100 - 250 - 500
AL 02 FL VI	Paralelo	100 - 250 - 500
AL 06 IBM VI	Compactado	100 - 250 - 500
AL 06 IBM V	Oblíquo	100 - 250 - 500
AL 345 IBG V	Compactado	100 - 250 - 500
AL 09IBA V	Oblíquo	100 - 250 - 500
AL 09 IBA VI	Oblíquo	100 - 250 - 500

Tabela 4-4: Relação das amostras ensaiadas, plano de corte e tensões aplicadas (UFV, 2011/2012).

Amostra	Plano de ruptura em relação à foliação	Tensões (kPa)
Ponto 01 (AL345 - IAG)	Paralelo	50 -100 - 200 - 400
Ponto 01A (AL345 - IAG)	Paralelo	100 - 250 - 500
Ponto 02 (AL345 - IAG)	Paralelo	100 - 250 - 300 - 500
Ponto 08 (AL345 - IAG)	Paralelo	100 - 250 - 500
Ponto 10 (AL 06 - IAG)	Paralelo	100 - 250 - 500

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados conforme os procedimentos descritos por Head (1986), Vol. III.

4.3.2.4. Ensaio de Compressão Uniaxial

O ensaio de Resistência à Compressão Uniaxial, parte integrante do trabalho de Baptista (2012), foi realizado de acordo com o método proposto pela ISRM (*International Society for Rock Mechanics - 2007 - Suggested Methods*). O ensaio de compressão uniaxial consiste em aplicar a um corpo de prova de geometria cilíndrica, previamente

preparado, uma força axial compressiva, entre os pratos de uma prensa, até o levar à ruptura.

As amostras ensaiadas apresentavam diâmetros em torno de 67mm com precisão de 0,1mm, de acordo com o equipamento de amostragem utilizado pela Samarco, e altura compreendida entre 2,5 a 3,0 vezes o seu diâmetro. Sempre que possível, foram ensaiados três corpos-de-prova, com teor de umidade natural para cada litotipo.

Os corpos-de-prova devem ter seus topos planos, com variação de, no máximo, 0,02mm, devem perpendiculares ao eixo do cilindro, afastando-se no máximo 0,01rad. As extremidades dos corpos-de-prova foram devidamente retificadas, para garantir estas especificações fossem atendidas.

O carregamento foi aplicado de forma contínua e constante, com uma prensa hidráulica (Figura 4-6) de tal forma que a ruptura ocorresse entre 5 e 10min, afim de garantir a representatividade do ensaio. A carga máxima marcada pelo equipamento no momento da ruptura é a carga de ruptura por compressão uniaxial (F).

O valor da tensão de ruptura é definido como sendo a resistência à compressão uniaxial da rocha, dada pela seguinte equação:

$$\sigma_c = q_u = F / A$$

Equação 4-1

Em que:

$\sigma_c = q_u$: Resistência à compressão uniaxial (kN/m² ou kPa);

F : Força aplicada na ruptura (kN);

A : Área da secção inicial, transversal à aplicação da força (m²).



Figura 4-6: Equipamento utilizado para o ensaio de compressão uniaxial, com uma capacidade de carregamento de até 100 toneladas (BAPTISTA, 2012).

4.3.2.5. Ensaios de Resistência à Compressão Puntiforme

O ensaio de carga pontual foi um método desenvolvido por Broch e Franklin (1972), sugerido pela ISRM - *International Society for Rock Mechanics*, sendo revisado em 1985 pela mesma Comissão. Os ensaios de Resistência à Compressão Puntiforme, parte do trabalho de Baptista (2012), foram realizados de acordo com o método proposto pela ISRM (*International Society for Rock Mechanics - 2007 - Suggested Methods*).

Estes ensaios foram realizados em corpos de prova cilíndricos com diâmetros em torno de 67 mm, variando de acordo com o equipamento de amostragem utilizado pela Samarco Mineração. Os espécimes atenderam também a uma relação comprimento/diâmetro entre 0,3 e 1. Cada amostra foi composta por um mínimo de 10 corpos de prova, a fim de considerar a heterogeneidade e anisotropia das rochas.

O ensaio consiste em colocar o corpo de prova entre duas ponteiros cónicas, as quais se ajustam até tocarem na amostra. Em seguida, é medida a distância D entre as ponteiros e, posteriormente, a carga é aplicada de uma forma progressiva, sem choques, e de modo a que a ruptura ocorra entre 10 e 60 segundos. A ruptura é provocada pelo desenvolvimento de fraturas de tração paralelas ao eixo de carregamento. Após a ruptura faz-se a leitura nos manómetros da força máxima aplicada em kN. Para que o ensaio seja considerado válido, o plano de ruptura deve passar pelos dois pontos de aplicação da carga. Para que os resultados sejam representativos devem ser realizados, pelo menos, 10 ensaios por amostra, principalmente em rochas com intensa anisotropia.

Na foto da Figura 4-7, apresenta-se o equipamento utilizado nos ensaios. Alguns testes foram invalidados ou rejeitados quando a linha de ruptura passou somente por um ponto de aplicação da carga (Figura 4-8).



Figura 4-7: Equipamento utilizado no ensaio de resistência à compressão puntiforme (BAPTISTA, 2012).



Figura 4-8: Corpo de prova cujo teste foi invalidado (BAPTISTA, 2012).

O índice de resistência à carga pontual corrigido Is_{50} , é definido como o valor de Is padronizado para um diâmetro de 50mm ou próximo. Pelo motivo de Is variar em função de D , é necessário fazer a correção da grandeza quando a amostra tiver um diâmetro diferente de 50mm, para que seja obtido um valor normalizado para o ensaio que poderá ser utilizado para classificar a resistência do material rochoso. Para a obtenção deste valor é necessário calcular o valor do índice de resistência à compressão puntiforme (Is) e multiplicá-lo por um fator de correção (FC), que é função da relação entre o diâmetro da amostra e o diâmetro padronizado (50mm). Esta correção pode ser feita através da expressão:

$$Is = P / De^2$$

Equação 4-2

$$De = 4A / \pi = 4WD / \pi$$

Equação 4-3

$$FC = \left(\frac{De}{50} \right)^{0,45}$$

Equação 4-4

$$I_s = \left(\frac{P}{De^2} \right) \times 10^3 \quad \text{Equação 4-5}$$

$$I_{s50} = FC \times I_s \quad \text{Equação 4-6}$$

Em que:

FC: Fator de correção;

De: Diâmetro equivalente;

P: Carga de Ruptura;

I_s, *I_{s50}*: Índices de Resistencia.

O valor médio de *I_{s50}* deve ser determinado desprezando os dois valores mais elevados e os dois mais baixos dos ensaios válidos e calculando a média dos restantes.

4.4. Monitoramento do Nível d'Água e Parâmetros Hidrogeológicos

As condições de água não são consideradas na classificação geomecânica. Estas condições são incorporadas apenas nas análises de estabilidade, a partir de dados de monitoramento do nível do lençol freático e da conformação de saturação admitida para o maciço, através de um mapa potenciométrico obtido com a interpolação destes dados. A Tabela 4-5 abaixo apresenta a identificação, coordenadas, cota de instalação e profundidade dos INA's utilizados para o monitoramento da área de estudo.

A extensão *Spatial Analyst* do ArcMap™ fornece um conjunto de ferramentas para análise e modelagem de dados espaciais. Um conjunto de pontos de amostra, que representa as alterações na paisagem ou no ambiente, pode ser utilizado para visualizar a continuidade e variabilidade dos dados observados através de uma superfície, utilizando ferramentas de interpolação. Essas mudanças podem ser extrapoladas através do espaço geográfico onde a morfologia e as características dessas mudanças podem ser descritas. A capacidade de criar superfícies a partir de dados da amostra faz da interpolação um método poderoso e útil.

Tabela 4-5: Pontos de controle utilizados para o monitoramento da área de estudo.

Ponto de Controle	Local	Coord. Norte	Coord. Leste	Cota	Profundidade (m)
INA35	Alegria Sul	7.767.191,22	655.349,67	985,79	100,45
INA36	Alegria Sul	7.767.347,55	655.821,67	942,53	100,15
INA59	Alegria Centro	7.767.903,95	654.950,11	1105,12	190,00
INA60	Alegria Centro	7.767.303,60	655.048,23	984,57	100,00

Ponto de Controle	Local	Coord. Norte	Coord. Leste	Cota	Profundidade (m)
INA78	Alegria Sul	7.767.093,91	655.232,56	1005,25	200,00
INA84	Alegria Sul	7.766.786,19	655.593,67	1054,24	260,00
INA86	Alegria Centro	7.767.602,95	654.845,69	1046,87	215,00

Para interpolar a superfície potenciométrica da área de estudo, foi utilizado o método *Topo to Raster*, ferramenta da extensão *Spatial Analyst* do software Esri® ArcMap™, que impõe restrições que garantem um modelo digital de elevação hidrologicamente correto e apresenta uma estrutura de drenagem ligada, representando corretamente cumes e drenagens das condições de contorno de entrada. Este método usa um técnica iterativa de interpolação de diferenças finitas, que otimiza a eficiência computacional de interpolação local, sem perder a continuidade da superfície de interpolação global.

Para aquisição dos parâmetros hidráulicos do maciço rochoso (condutividade hidráulica) bem como informações referentes ao comportamento hidrogeológico de fraturas e outras descontinuidades, foram realizados ensaios hidráulicos de perda d'água sob pressão, também conhecidos como *packer test*, em furos de sondagem, além de ensaios de infiltração em diversos instrumentos de monitoramento (INA's) existentes. Os ensaios foram realizados por uma empresa de consultoria especializada neste tipo de trabalho (SCHLUMBERGER, 2012), com o acompanhamento integral da equipe da Samarco. O objetivo foi obter um valor médio de condutividade hidráulica para os diferentes litotipos presentes na área de estudo.

4.4.1. Ensaios de Perda de Água sob Pressão (Packer Test)

Os ensaios de perda de água sob pressão permitem determinar a transmissividade e a condutividade hidráulica em zonas distintas dos furos de sondagem, isolando intervalos específicos por meio de um sistema de câmaras de borracha (obturadores ou *packers*) infladas por gás nitrogênio ou água. No caso da avaliação conduzida, utilizaram-se obturadores pneumáticos, ou seja, inflados por nitrogênio.

No total foram realizados 8 ensaios de perda d'água sob pressão. A realização dos ensaios envolve grande atenção e responsabilidade do técnico que acompanha os testes, com cuidados especiais relativos aos procedimentos do ensaio e segurança.

O sistema utilizado para a realização dos ensaios foi o sistema pneumático da IPI (*Inflatable Packers International*). O equipamento é formado por um conjunto de hastes

de aço e obturadores de borracha. Os obturadores, quando inflados, são responsáveis pelo isolamento de cada trecho a ser ensaiado (Figura 4-9a). A porção a ser ensaiada é formada pelo mesmo tipo de haste, porém com ranhuras ou pequenos furos (Figura 4-9b) que permitem a injeção de água no trecho ensaiado.



Figura 4-9: a) Conjunto de obturadores; b) Seção perfurada do obturador.

O equipamento é instalado pelo interior das hastes de perfuração, apoiado na broca, sendo que o ensaio é realizado no trecho de sondagem não revestida, abaixo das colunas de perfuração. Durante os testes a água é injetada em diferentes etapas a uma pressão constante (neste caso 3 estágios com pressões ascendentes e 2 estágios descendentes), sendo a vazão injetada e medida através de um hidrômetro.

Normalmente, em regiões menos permeáveis, as pressões de ensaio utilizadas seguem um padrão, dividido em cinco etapas, que obedece à seguinte ordem:

- 40 PSI, 80 PSI, 120 PSI (estágios ascendentes), 80 PSI e 40 PSI (estágios descendentes).

Após a realização de alguns ensaios, constatou-se a elevada condutividade dos litotipos presentes. Em virtude das limitações dos equipamentos, como por exemplo, a capacidade de injeção de água da bomba da sonda e por questões técnicas e de segurança, ficou decidido pela equipe diminuir as pressões dos estágios para que os ensaios pudessem ser realizados de forma completa.

As pressões utilizadas passaram então a ser:

- 20 PSI, 40 PSI, 60 PSI (estágios ascendentes), 40 PSI e 20 PSI (estágios descendentes).

4.4.1.1. Seleção dos Intervalos Ensaaiados

A posição de cada seção ensaiada nos furos de sonda foi definida com base nos testemunhos obtidos de cada sondagem, atentando-se sempre para as porções onde os obturadores seriam inflados. Por questões de segurança, não é recomendável que os obturadores sejam inflados em porções de rocha muito friáveis e/ou fraturadas, pois a pressão excessiva do obturador contra as paredes do furo pode comprometer a integridade dos equipamentos (Figura 4-10).

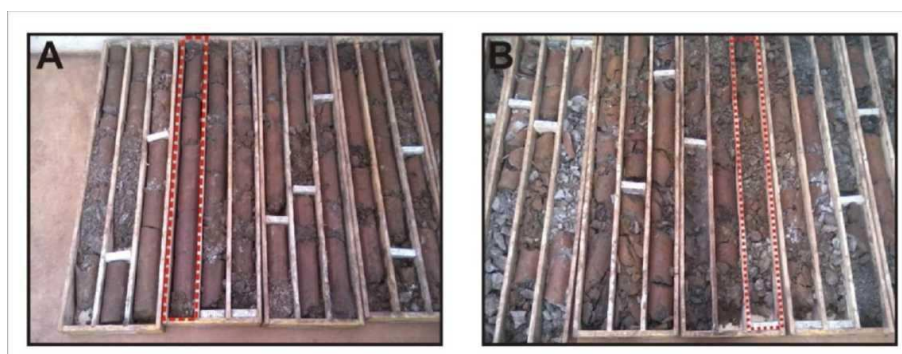


Figura 4-10: a) Trecho de boa competência, ideal para obturar packer; b) Trecho completamente fraturado onde a obturação se torna um risco ao poço e ao equipamento.

Geralmente, a escolha dos trechos e das estruturas ensaiadas se dá em função da possibilidade de apresentarem alguma condutividade.

4.4.1.2. Ensaios com um obturador (Ensaio Simples)

Os ensaios realizados com apenas 1 obturador geralmente são executados durante a perfuração, pois o único obturador inflado sela a porção superior do furo e a injeção de água se dá até o fundo. Para este trabalho não foi executado esse tipo de ensaio (Figura 4-11: 1a).

4.4.1.3. Ensaios com dois obturadores (Ensaio Duplo)

Este foi o tipo de arranjo utilizado para aquisição dos parâmetros. Esta metodologia permite que os ensaios sejam realizados após o termino da perfuração. Apresenta como limitante o comprimento do trecho a ser ensaiado, pois se restringe ao número de extensões que se tem disponível. Os obturadores inflados isolam completamente o trecho testado do restante do furo (Figura 4-11: 1b), permitindo assim, que se tenha um valor pontual de condutividade hidráulica, como por exemplo, a condutividade de uma estrutura como uma falha ou zona de cisalhamento.

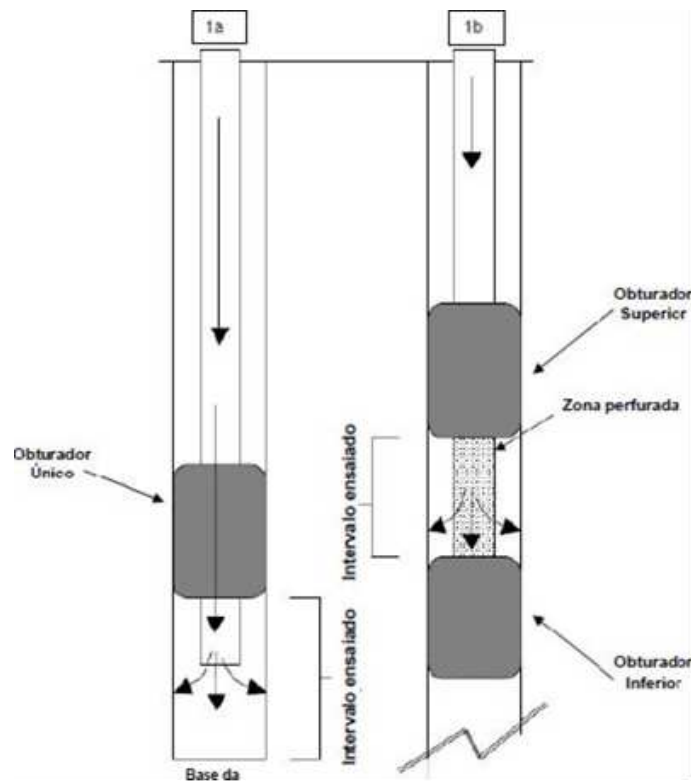


Figura 4-11: 1a) Arranjos com 1 obturador e 1b) arranjo com 2 obturadores (modificado de ROYLE, 2000).

4.4.2. Ensaios de Infiltração

O ensaio de infiltração é um ensaio de permeabilidade, realizado em nível variável (zona saturada), no qual é aplicado um volume de água no interior do piezômetro e, ao longo do tempo, a estabilização do nível é então medida.

Outros ensaios de permeabilidade semelhantes são os *Slug Tests* e *Bail Tests*. Nestes casos, ao invés da água, uma carga de volume conhecido é aplicada ou removida subitamente do piezômetro, de modo que o nível estático varie rapidamente e sua recuperação seja medida, para que a condutividade possa ser calculada. Quando o volume é removido o teste é conhecido como *Bail Test* e, quando adicionado, *Slug Test*. Este volume deslocado é igual à adição ou à remoção de água do aquífero, comparado com ensaio de infiltração. A Figura 4-12 abaixo mostra conceitualmente como são realizados os *Slug Tests* e os *Bail Tests*.

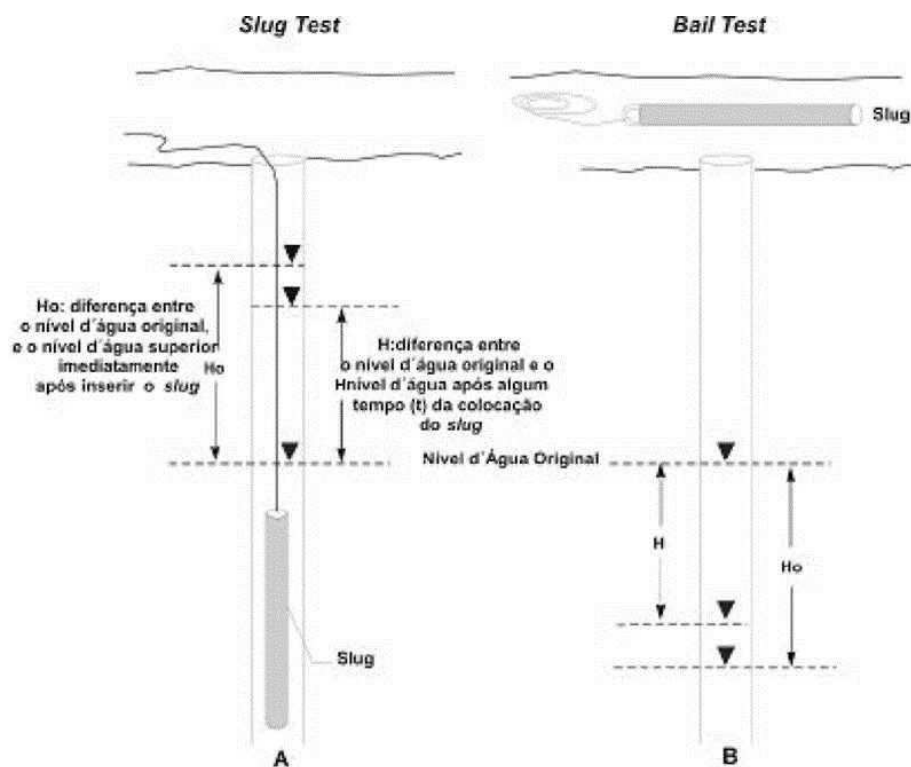


Figura 4-12: Esquema mostrando a execução dos ensaios tipo *Slug* (modificado PEDE, 2004).

Quando o meio rochoso se mostra muito condutivo, a estabilização do nível d'água ocorre de forma muito rápida, portanto, nessas situações, utilizam-se transdutores de pressão para o registro automático dos níveis d'água ao longo do tempo. Nos ensaios realizados para o presente estudo, essa foi a metodologia adotada para determinar a do nível d'água nos INA's de forma automática, utilizando-se um medidor automático de pressão e temperatura (Figura 4-13).

Os *Divers* são equipamentos desenvolvidos pela empresa Schlumberger, onde, em uma mesma unidade, integra um transdutor de pressão, um medidor de temperatura, uma bateria de longa duração e um *data logger*.



Figura 4-13: Medidor de Nível Automático – *Diver*.

Para aquisição dos parâmetros de condutividade hidráulica do aquífero, os ensaios foram realizados em INA's instalados na área da Samarco Mineração, com injeção de água (Figura 4-14), e não com adição do sólido cilíndrico, conforme feito no *slug test*. A mudança na metodologia se deu por questões técnicas, visando garantir a integridade dos equipamentos utilizados (*Divers*), visto que alguns piezômetros apresentaram algumas pequenas irregularidades, suficientes para aprisiona-los.



Figura 4-14: Injeção de água no piezômetro para realização do ensaio.

Os testes procederam, basicamente, em 3 passos principais:

- Num primeiro momento foi feita a leitura do nível estático do instrumento onde o ensaio foi realizado, a fim de definir a posição de instalação do transdutor de pressão (*Diver*);
- O segundo passo do ensaio consistiu na programação e instalação do *Diver*. Na área utilizou-se como padrão, a leitura automática de nível a cada 1 segundo;
- A última etapa consistiu em encher completamente o furo com água e aguardar o rebaixamento no nível até a posição inicial (nível estático). Um medidor de nível manual foi utilizado para verificar o momento de conclusão do ensaio, ou seja, quando o nível d'água (N.A.) estivesse completamente estabilizado.

O resultado do monitoramento da posição do N.A. é uma curva de rebaixamento versus tempo. Desta curva são extraídos os parâmetros que, juntamente com as características geométricas do furo, fornecem o valor de condutividade hidráulica.

A Figura 4-15 mostra um gráfico típico do resultado do ensaio de infiltração realizado no INA 20. No primeiro momento o nível corresponde ao nível estático do INA. Após alguns segundos há a injeção de um volume conhecido de água, causando um aumento do nível d'água. A partir de então se tem a curva de recuperação, até que se chegue novamente no nível inicial.

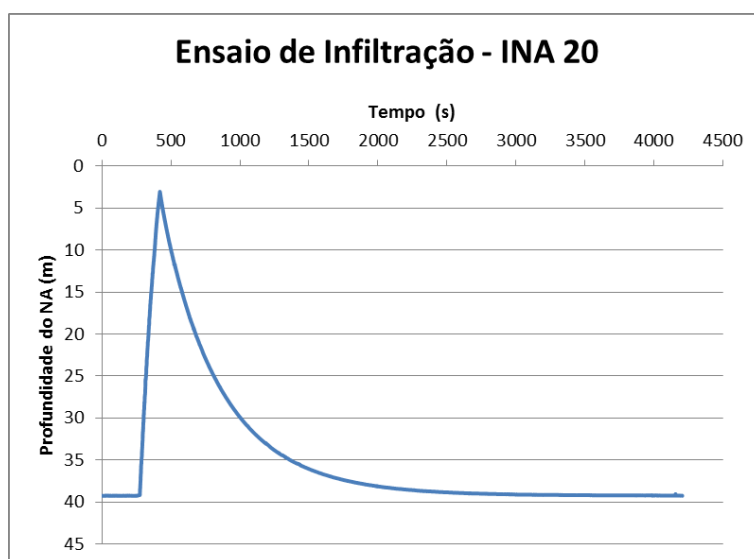


Figura 4-15: Gráfico padrão do Ensaio de Infiltração - Resultados obtidos no INA 20.

O método de análise utilizado baseou-se na metodologia de Hvorslev (1951). Para o cálculo da condutividade hidráulica através deste método, é gerado um incremento no nível d'água inicial (h_0) (Figura 4-16) e após este incremento, o rebaixamento do nível d'água é medido em função do tempo até voltar ao nível inicial (h_0).

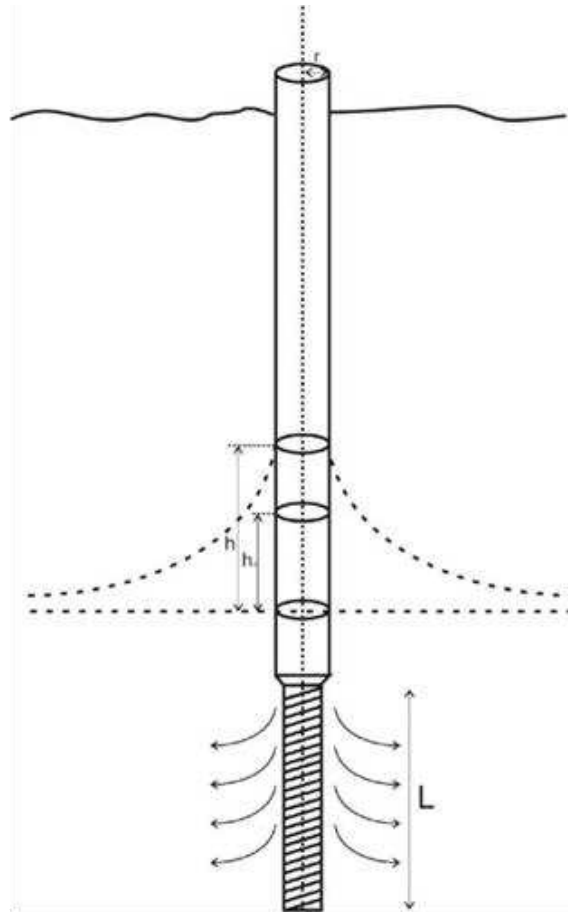


Figura 4-16: Esquema ilustrando as variáveis utilizadas no cálculo pela metodologia Hvorslev (SCHLUMBERGER, 2012).

Ao final deste período os equipamentos foram removidos e os dados de nível d'água obtidos foram inseridos no *software AquiferTest* para interpretação dos resultados e a obtenção dos valores de condutividade hidráulica das formações em metros por segundo (m/s). O *AquiferTest* é um software desenvolvido pela Schlumberger, que permite o processamento de dados provenientes de ensaios de permeabilidade, *slug tests* e *bail tests*. O programa possui uma série de soluções analíticas embutidas no código do *software*, o que permite o cálculo semiautomático dos parâmetros hidráulicos.

A condutividade do meio rochoso é dada pela seguinte expressão:

$$K = \frac{r^2 \times \ln\left(\frac{L}{R}\right)}{2L \times t_{37}}$$

Equação 4-7

Em que:

K : permeabilidade ou condutividade hidráulica

r : raio do piezômetro

L : comprimento da seção filtrante

R : raio da seção filtrante

t_{37} : tempo decorrido até que o nível d'água atinja 37% da profundidade inicial.

4.4.3. Condutividade Hidráulica por Análise de Frequência de Fraturas

A Samarco Mineração possui, atualmente, uma considerável base de dados geotécnicos obtidos, principalmente, a partir de descrições geotécnicas de sondagens. Pelas condições dos diferentes tipos de rocha observados em profundidade entende-se, que do ponto de vista geotécnico, o maciço rochoso pode, de forma geral, ser classificado como pobre a muito pobre, com valores médios de RMR (*Rock Mass Rating*) entre 31 e 32 na área considerada (Tabela 4-6).

Tabela 4-6: Resumos dos dados de qualidade do maciço (RMR).

Mina	RMR		
	Min.	Máx.	Médio
Alegria Centro	0	70	32
Alegria Sul	22	40	31

Em um maciço desta natureza, as fraturas são os principais mecanismos de fluxo das águas subterrâneas, sendo que quanto maior for o grau de fraturamento do maciço, maior a percolação de água subterrânea pelo mesmo. Neste sentido, foi feita uma estimativa da condutividade hidráulica através da análise de frequências de fraturas.

A frequência de fraturas nos principais litotipos foi obtida a partir de dados das descrições geotécnicas dos furos de sondagem disponíveis. Uma análise preliminar da base de dados mostra um maciço altamente fraturado, independente do litotipo considerado. Nota-se, entretanto, que aproximadamente 93% das medições disponíveis foram obtidas em itabiritos, sendo as demais medidas obtidas em filitos, quartzitos e metabásicas, porém sempre em zonas próximas ao contato com os itabiritos.

Os dados geotécnicos (expressos em frequência de fraturas), discutidos anteriormente, foram convertidos em valores de condutividade hidráulica, utilizando-se uma relação conhecida como Lei Cúbica (SNOW, 1968 *apud* FREEZE & CHERRY, 1979), como demonstra a Equação 2-23. Segundo Schlumberger (2012), a abertura das fraturas foi calibrada com base nos ensaios de infiltração e *packer tests*, para cada um dos principais litotipos.

4.4.4. Determinação da Condutividade Hidráulica a Carga Variável

A condutividade hidráulica é um parâmetro necessário para a obtenção da função de permeabilidade do solo ou rocha, que, por sua vez, tem papel importante na compreensão da distribuição de água no maciço. Esse parâmetro foi determinado por meio de ensaios de permeabilidade em laboratório com uso de permeâmetro.

A determinação do coeficiente de permeabilidade a carga variável foi realizado pelo Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, segundo as especificações constantes na NBR 14545/2000. O ensaio fundamenta-se na Lei de Darcy, implicando a existência de proporcionalidade direta entre a velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico. Os ensaios foram realizados em 5 amostras, nas direções verticais e horizontais à foliação, conforme segue na tabela abaixo:

Tabela 4-7: Relação das amostras ensaiadas, referência no relatório e direção do ensaio (UFV, 2012).

Amostra	Descrição	Referência	Direção
		Nº do ensaio	
Ponto 01 (AL345 - IAG)	Amostra indeformada	PER 12-003	Kv
		PER 12-005	Kh
Ponto 01A (AL345 - IAG)	Amostra indeformada	PER 12-007	Kv
		PER 12-008	Kh
Ponto 02 (AL345 - IAG)	Amostra indeformada	PER 12-001	Kv
		PER 12-002	Kh
Ponto 08 (AL345 - IAG)	Amostra indeformada	PER 12-004	Kv
		PER 12-006	Kh
Ponto 10 (AL 06 - IAG)	Amostra indeformada	PER 11 126	Kv
		PER 11-127	Kh

4.5. Análises de Fluxo e de Estabilidade

As análises de estabilidade e de fluxo foram realizadas utilizando o programa computacional SLIDE da *Rocscience Inc.* (versão 6.0). As análises foram executadas em 04 seções geomecânicas, considerando, em todas elas, as condições atuais (topografia 2013) e as condições propostas para as cavas finais (topografia 2053). Para a topografia atual não foram analisadas as condições de segurança dos taludes, visto que a área encontra-se em fase de pesquisa geológica. Entretanto, foram realizadas análises de fluxo permanente, pelo método dos elementos finitos, com o objetivo de se ajustar a curva do nível d'água e estimar as poropressões e identificar as direções de fluxo no

maciço antes da lavra sem rebaixamento do N.A. e após rebaixamento do N.A., considerando a geometria do projeto das cavas finais.

Os parâmetros de entrada para a realização das análises de estabilidade (peso específico, ângulo de atrito e coesão) foram obtidos a partir dos resultados de ensaios realizados, descritos anteriormente, em materiais da área de estudo e áreas adjacentes com o mesmo comportamento geológico-estrutural. As condições de contorno do nível d'água nas seções de análises (topografia 2013) foram admitidas conforme descrito no item 4.4, através de interpolação. Os parâmetros hidráulicos foram obtidos através de ensaios, descritos nos itens 4.4.1 e 4.4.2, para determinação da condutividade hidráulica.

Nas análises de estabilidade, a orientação das feições estruturais em relação ao talude não é levada em consideração. As feições estruturais são ponderadas utilizando funções de anisotropia, como mostra o exemplo da Figura 4-17. Como a foliação condiciona a anisotropia de resistência da matriz de solo e de rocha branda, a posição desta estrutura, em relação ao talude, condiciona a adoção do parâmetro de resistência que deve ser considerado, se paralelo ou oblíquo à foliação, especialmente para as classes V e VI.

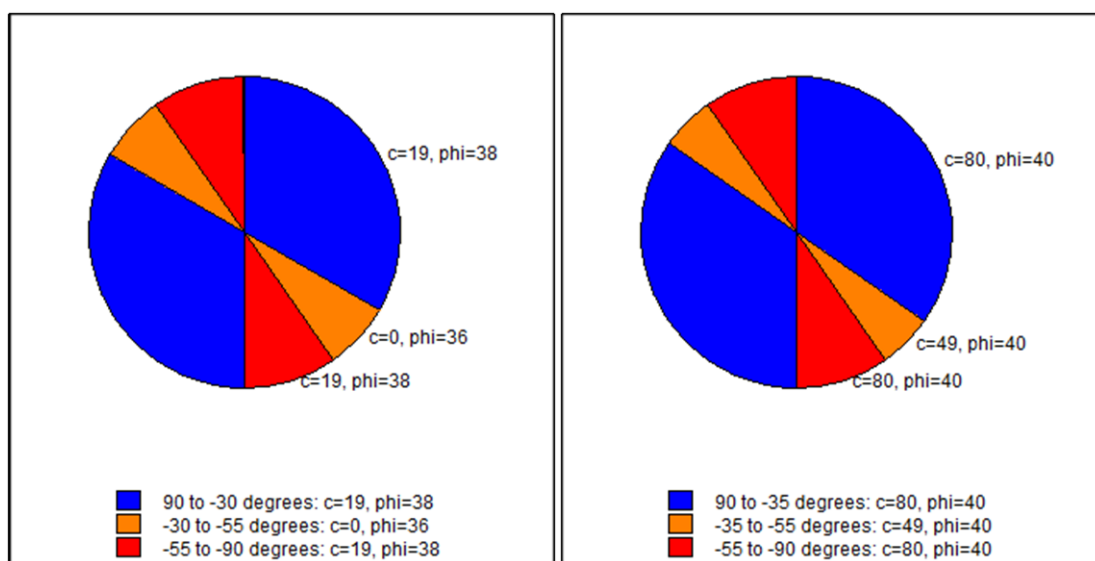


Figura 4-17: Gráfico das funções de anisotropia para os itabiritos especularíticos Classe VI (esquerda) e goethítico Classe V (direita).

4.5.1. Softwares de análises

O SLIDE, *software* da Rocscience Inc., é um programa de análises bidimensional de estabilidade de taludes que calcula o fator de segurança para rupturas circulares e não circulares para solo ou rocha, pelo método de Equilíbrio Limite. Os métodos de análise

incluem Bishop, Janbu, Spencer, GLE/Morgenstern-Price, Fellenius entre outros. Podem ser analisadas superfícies de rupturas individuais ou, através de métodos de pesquisa, localizar a superfície de ruptura crítica para um determinado talude. O *software* permite realizar análises determinísticas (fator de segurança) ou probabilísticas (probabilidade de falha).

O SLIDE permite realizar análises de elementos finitos para percolação de águas subterrâneas, para o estado permanente ou condições de fluxo transiente. Tanto as análises de águas subterrâneas quanto as análises de estabilidade utilizam o mesmo modelo, definido os parâmetros a serem usados apenas uma vez. O módulo de análises de percolação de águas subterrâneas pode ser usado de forma totalmente independente da funcionalidade de análises de estabilidade de taludes.

O RocData, *software* da Rocscience Inc., baseia-se nos princípios descritos em “Hoek-Brown *Failure Criterion* – 2002 *Edition*” (HOEK *et al.*, 2002), no qual estão descritas as fórmulas e os conceitos do critério de ruptura de Hoek-Brown generalizado, assim como a forma de determinação dos parâmetros equivalentes do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, através da compensação de áreas nos gráficos de ruptura.

5. RESULTADOS

5.1. Mapeamento Litoestrutural e Modelo Geomecânico

Este tópico traz os resultados do mapeamento litoestrutural e modelamento geomecânico da área de estudo, localizado na região do rio Piracicaba situado entre as cavas de Alegria Centro e Alegria Sul. O mapeamento litoestrutural e geomecânico foi executado por uma empresa de consultoria, com o apoio e supervisão da equipe técnica da área de Geotecnia de Mina da Samarco Mineração.

5.1.1. *Trabalhos Realizados*

Para a realização do mapeamento na área de estudo, foram executadas as atividades listadas a seguir:

- Aquisição das bases topográficas e levantamento bibliográfico de trabalhos referentes à área de mapeamento;
- Levantamento e análise dos dados existentes na Samarco Mineração (modelos existentes, descrição de sondagens, monitoramentos hidrogeológicos etc.);
- Mapeamento geológico-geotécnico da área de estudo, na escala 1:2.000, de acordo com os critérios definidos no Capítulo 4.
- Descrição geotécnica de testemunhos de sondagem rotativa (SAMARCO, 2008);
- Análise dos dados de mapeamento geológico-geotécnico, para a elaboração do modelo geomecânico;
- Caracterização e classificação geomecânica dos maciços, a partir das descrições dos testemunhos de sondagens;
- Elaboração de mapa geológico para a topografia atual e mapa geomecânico para a topografia da cava final;

5.1.2. Geologia da área

O mapa geológico local da área de estudo, elaborado por empresa de consultoria, com bases em interpretação de dados mais recentes levantados pela Samarco, é apresentado na Figura 5-1. A seção mostrada na Figura 5-2, coincidente com a seção 4 da Figura 5-1, tem direção E-W e é aproximadamente perpendicular à direção dos contatos geológicos e da foliação metamórfica observada nas rochas.

Localmente, como se observa na seção geológica da Figura 5-2, ocorrem diversos tipos de itabiritos da Formação Cauê, sotopostos a filitos do Grupo Piracicaba indiviso. A litologia da área de estudo é marcada, da base para o topo, pelos quartzitos da serra do Caraça, seguido por uma sequência de filitos e mica-xistos, interpretados como da Formação Batatal. Sobre esta camada ocorrem os itabiritos da Formação Cauê, objeto da lavra da Samarco, e na capa, predominam os quartzitos ferruginosos e filitos, interpretados como da Formação Cercadinho.

Toda a sequência está bastante controlada através de estruturas dúcteis representadas, principalmente, pela foliação e lineações minerais e por variados estilos de dobramento, e estruturas rúpteis, representadas pelas falhas que ocorrem na área. Essa sequência exhibe mergulhos suaves a moderados para E-SE, subconcordantes com o mergulho da lineação de estiramento presente em outros setores do complexo.

O mapeamento foi realizado sobre solos de alteração, formação ferrífera, laterita (canga) e, em menor escala, solos interpretados como sendo produto de alteração das rochas intrusivas. As medidas de xistosidade (S_n), adquiridas durante a etapa de mapeamento, apontam uma tendência na direção de mergulho das camadas (*dip*) variando entre 35° a 45°. Isto sugere que os contatos entre os diferentes litotipos sejam também interpretados com esta característica. Ressalta-se que, a presença de afloramentos é limitada na área de estudo, coberta por uma capa de canga estruturada (Figura 5-3), com espessura média de 1 a 2m. Esta área encontra-se na fase de pesquisa geológica, não sendo lavrada.

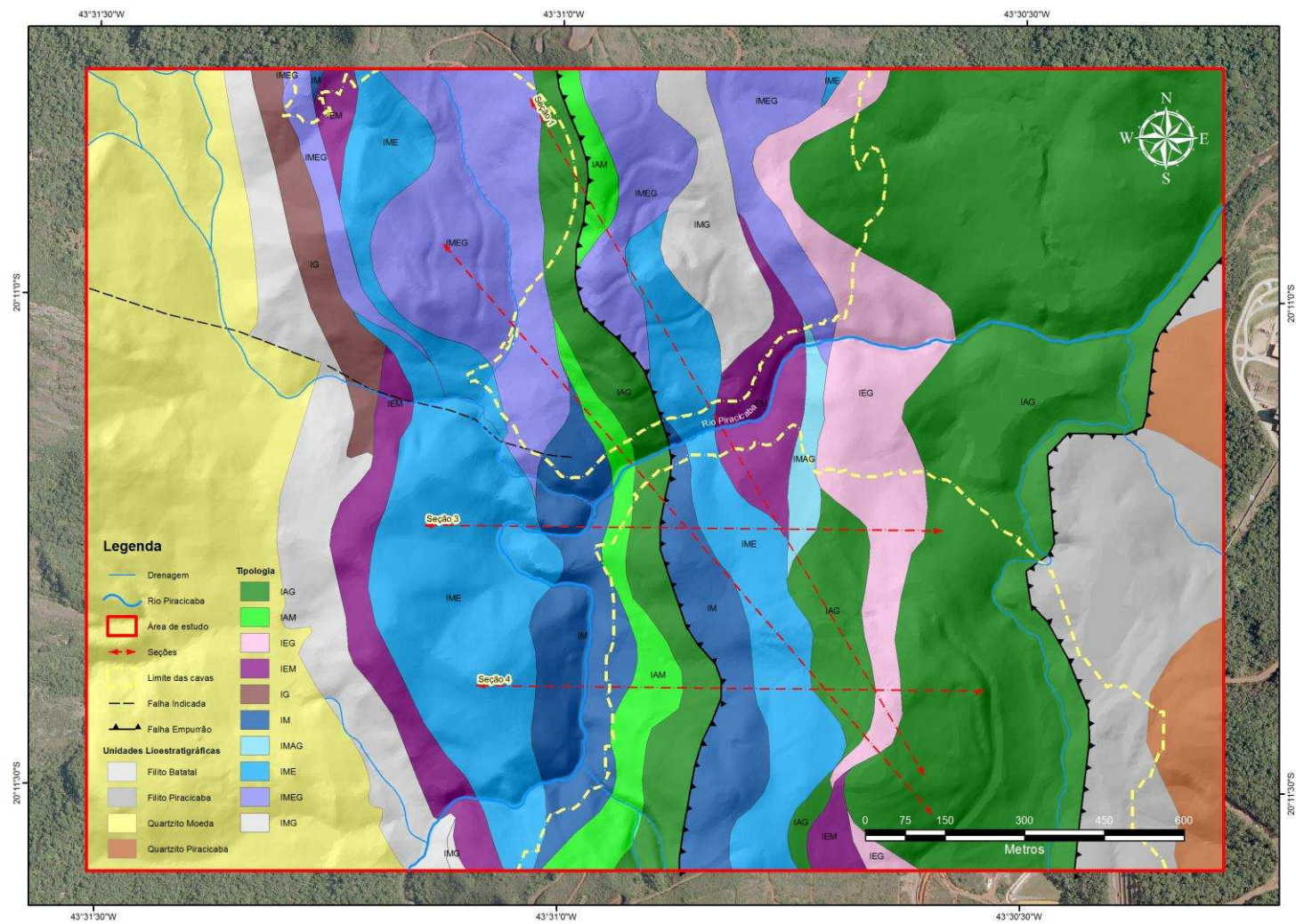


Figura 5-1: Mapa geológico-tipológico da área estudada com a localização das seções de análise de estabilidade.

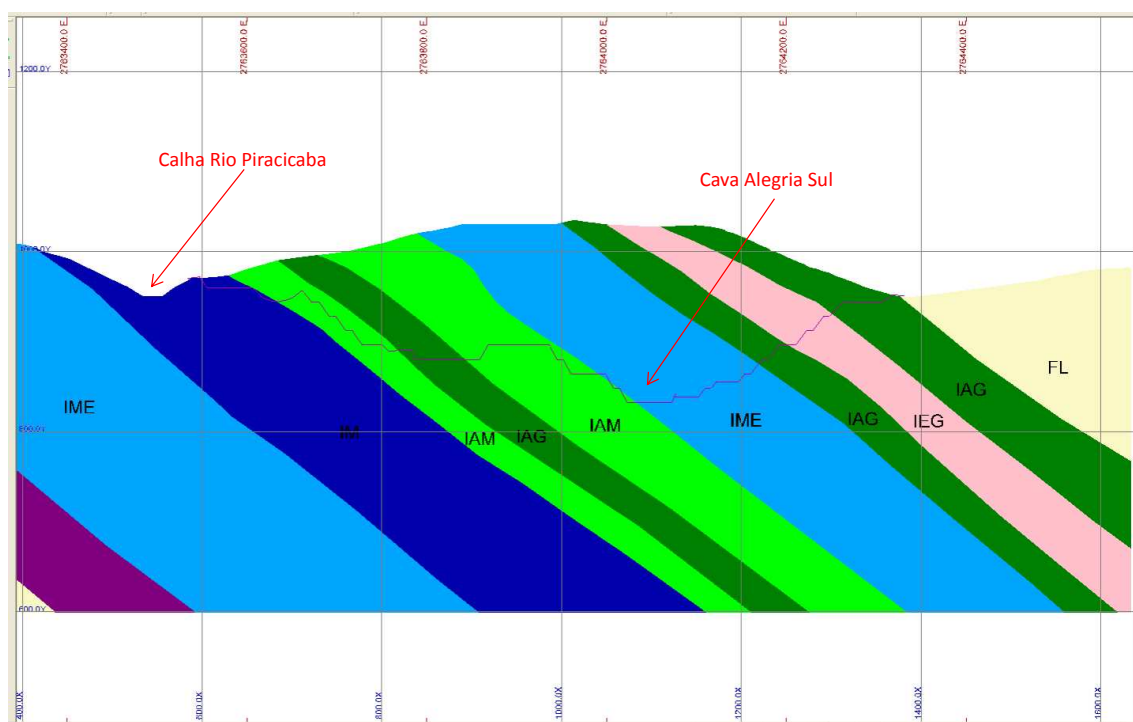


Figura 5-2: Seção geológica 6420, Alegria Sul, mostrando as principais unidades litológicas existentes na área de estudo. Notar posição da calha do rio Piracicaba e limite da cava projetada (Fonte: SAMARCO, 2010).



Figura 5-3: Detalhes de afloramento de canga em Alegria Sul. A) Parte superior do afloramento composta de solo laterítico (60cm, de espessura). B) Contato entre canga maciça e canga estruturada.

Em função da assembleia mineralógica, classificam-se os diversos itabiritos em martíticos, goethíticos, especularíticos, magnetíticos e anfibolíticos. Dentro dos óxidos de ferro, o itabirito da área de estudo é composto por magnetita (kenomagnetita – deficiente em Fe^{2+}) e hematitas martíticas e/ou especularíticas. Em contrapartida, os

hidróxidos de ferro podem ser classificados como goethita maciça, terrosa, botrioidal e pseudomorfos de anfibólio. A ocorrência de anfibólios ou goethitas pseudomórficas indicam a gênese do itabirito anfibolítico.

Além dos parâmetros químicos e mineralógicos, os itabiritos podem ser classificados conforme o grau de compactidade se diferenciando em compactos, semicompactos, friáveis e pulverulentos (HASUI *et al.*, 1994; VERÍSSIMO *et al.*, 1998) com graus de alteração intempérica bastante diversificados. Entretanto, observa-se um claro predomínio dos tipos mais alterados (W4) a completamente intemperizados (W5), de acordo com a classificação da *International Society of Rock Mechanics* - ISRM (2007). As figuras 5-4 e 5-5 ilustram aspectos litológicos e estruturais dos materiais existentes na área de estudo.



Figura 5-4: Detalhes de alguns dos itabiritos marítimos especularíticos goethíticos que ocorrem na área de estudo. À esquerda detalhe de itabirito W5 existente em corte na área da futura cava de Alegria Centro. À direita, detalhe de itabirito W5 localizado na área de Alegria Sul.



Figura 5-5: Afloramento de itabirito especularítico W4 com níveis W3 na área de Alegria Centro.

Na calha do rio Piracicaba observa-se inúmeros blocos de canga e de itabirito, como mostra a Figura 5-6. Localmente (Figura 5-7) observam-se depósitos aluvionares de idade Quaternária, compostos predominantemente por areia.



Figura 5-6: Vista da seção do rio Piracicaba nas proximidades da Estação Fluviométrica 02 (EF02). Notar os inúmeros blocos de canga e de itabirito na calha do rio.



Figura 5-7: Depósitos de areia aluvionar existentes na calha do rio Piracicaba a jusante da EF02.

5.1.2.1. Unidades litológicas

As unidades litológicas mapeadas na área de estudo, foram individualizadas por critérios geometalúrgicos (tipológicos) dos diversos itabiritos do Complexo Alegria. Esta classificação utiliza majoritariamente a assembleia mineralógica dos itabiritos, nos quais apresentam performances diferenciadas no processo de beneficiamento da Samarco Mineração. Com o objetivo de sintetizar a caracterização tipológica, utilizou-se somente a descrição macroscópica dos diversos itabiritos.

a) Itabirito Especularítico (IE)

A specularita está quase sempre presente na rocha, embora nem sempre seja o principal mineral. Normalmente, pode ocorrer martita, goethita e, eventualmente, magnetita, além de quartzo.

A specularita está disposta em níveis submilimétricos a milimétricos, identificados pelo forte brilho cinza azulado. A specularita está, geralmente, na forma de palhetas orientadas com a foliação.

Esse itabirito apresenta-se em forma de chapinha, fibroso, com brilho muito intenso. Nos níveis de lavra pretendidos, é, normalmente, friável a pulverulento com raras passagens mais resistentes.

b) Itabirito Martítico (IM) e Martítico Goethítico (IMG)

Caracteriza-se pela presença de martita (hematita porosa) como mineral predominante, considerado como resultado da transformação da magnetita. A goethita, a magnetita e mínimas quantidades de specularita podem estar presentes em níveis submilimétricos.

O Itabirito Martítico Goethítico (Figura 5-8) possui níveis mais ricos em pseudomorfos de anfibólio alterados, apresentando coloração marrom a ocre ou puramente negro fosco.

Esse itabirito tem cor normalmente negra fosca, apresentando-se friável em quase toda a sua ocorrência. Entretanto, podem ocorrer corpos semicompactos sob a forma de lentes ou pontões rochosos na jazida e parecem estar associados com níveis mais ricos em quartzo.

Os Itabiritos Martíticos friáveis possuem um comportamento hidrogeotécnico diretamente associado a solos arenosos.



Figura 5-8: Detalhe de Itabirito Martítico Goethítico (IMG).

c) Itabiritos Goethíticos (IG)

Este grupo de litotipos é caracterizado pela goethita como elemento dominante. A presença exclusiva de goethita define o Itabirito Goethítico (IG) e podem ocorrer associados outros minerais como magnetita, martita, hematita entre outros. A cor predominantemente é ocre a ocre-amarronzado podendo chegar a uma tonalidade de marrom claro. A goethita é, provavelmente, produto de alteração da magnetita e martita, concentrando-se principalmente nos planos de descontinuidades e interstícios da estrutura da rocha. A identificação destes litotipos é relativamente fácil, pois a ocorrência de goethita garante a definição da tipologia em campo. O contato entre essas rochas é gradacional, por vezes dificultando a definição da continuidade lateral (contatos interdigitados), principalmente quando a quantidade ou proporção da combinação de martita, magnetita e goethita são muito próximas. A Figura 5-9 mostra detalhes característicos da presença marcante de goethita.



Figura 5-9: Itabirito Goethítico (IG).

d) Itabirito Anfibolítico (IA)

É reconhecido pela presença de anfibólios alterados para goethita e menor conteúdo em quartzo do que os itabiritos martíticos e especularíticos.

Além dos pseudomorfos de anfibólio (Figura 5-10), podem ocorrer ainda, martita, goethita botrioidal e terrosa, especularita e magnetita.

Em superfície, este itabirito apresenta-se geralmente friável a semifriável, podendo suportar o relevo, como mostra a região topográfica mais elevada presente a oeste da área.

Suas cores típicas são o marrom amarelado, ocre e cinza amarelado. Os solos deste litotipo têm um comportamento hidrogeotécnico de um silte argiloso, devido ao alto teor de goethita.



Figura 5-10: Detalhe de Itabirito Anfibolítico Goethítico mostrando pseudomorfos de anfibólio fibroso.

e) Outras Unidades

Ocorrem, extensivamente, cangas lateríticas superficiais recobrando praticamente todos os litotipos. Localmente, podem existir também solos lateríticos arenoargilosos de origem coluvionar.

No extremo oeste da mina, que configura a lapa da Formação Ferrífera, ocorre filito da Formação Batatal e, subjacente, o quartzito da Formação Moeda que não será interceptado pelos taludes da cava final.

5.1.2.2. Estruturas

Neste trabalho foi dada ênfase ao levantamento das feições estruturais de relevância na definição da estruturação geral do maciço, passível de ser incorporada ao modelo geomecânico, e na definição dos principais condicionantes de mecanismos de ruptura. Sob este aspecto, foram identificadas algumas feições estruturais apresentadas a seguir.

Os eventos deformacionais da região do Complexo de Alegria configuraram o arcabouço estrutural compreendido pelos conjuntos de dobras e falhas. Além da formulação do empilhamento estratigráfico, o que muito auxilia no entendimento tectônico, deve-se levar em consideração o arcabouço estrutural como balizador das estruturas locais.

a) Dobras

Estas estruturas são o resultando do processo de deformação delineadas pela foliação, sendo muito comum a identificação de vários padrões de dobramento.

A primeira fase de dobramento é caracterizada por dobras intrafoliais, as quais são raramente observadas em campo. A frequência, os comprimentos de onda e a disposição espacial das dobras variam sistematicamente de leste para oeste. Geralmente, os contornos geométricos dessas dobras são mal definidos. Em alguns afloramentos é observado o rompimento dos flancos curtos por um sistema de falha de empurrão ou cisalhamento dúctil reverso, ambos com vergência para W-NW. Este processo de cisalhamento, provavelmente, originou o itabirito especularítico.

Outro domínio de dobramento pode ser observado por dobras tardias, as quais influenciaram a xistosidade. Os eixos destas dobras são suaves para leste e superfícies axiais subverticais. De uma maneira geral os padrões de dobramento variam de suaves a fechadas (Figura 5-11).



Figura 5-11: Dobra fechada no Itabirito Martítico Especularítico Goethítico (IMEG).

Foram observadas dobras com dimensões variando de centimétricas a métricas e com diversas morfologias (Figura 5-12; Figura 5-13). Supõe-se que esta grande variabilidade esteja associada ao regime de deformação aplicado (cisalhamento não coaxial dúctil e dúctil-rúptil).



Figura 5-12: Antiforme composto por dobras abertas de dimensões métricas em Alegria Centro.



Figura 5-13: Dobras de comportamento dúctil-rúptil (*kink bands*).

b) Xistosidade (Sn)

Resultante de forte deformação rotacional em regime dúctil, sob condições metamórficas fácies xisto verde a anfibolito. A xistosidade é identificada em quase todos os litotipos nas regiões de maior deformação. Essa foliação apresenta-se bastante proeminente, persistente e penetrativa com espessuras milimétricas a decimétricas de diferentes composições mineralógicas ou texturais (Figura 5-14). Decorre da conjunção de quatro diferentes tipos de estruturas planares paralelizadas, ou seja, xistosidade, bandamento composicional, foliação milonítica e até o acamamento sedimentar original.

Observa-se a concentração dos polos indicando plano médio mergulhando para E. Tais informações, em conjunto com a vergência das dobras para W, demonstram a direção do transporte tectônico. A dispersão dos polos é decorrente das leves ondulações dessa estrutura, que provavelmente foram afetadas pelas zonas de cisalhamento.

De uma maneira geral, a foliação apresenta as seguintes características:

- Ocorrem inversões locais com mergulhos íngremes ou até sub-horizontais, condicionadas por dobras suaves e ondulações, devido ao padrão amendoado;

- Constitui anisotropia da matriz rochosa, compondo, via de regra, planos fechados na rocha sã, onde, raramente aparecem abertos. Em maciço decomposto, denota sempre características de descontinuidade aberta, com evidências de oxidação e algum material de preenchimento. Entretanto, onde ocorreram deslocamentos mais acentuados da massa durante o tectonismo dúctil, podem surgir zonas mais estiradas e milonitizadas, inseridas ao longo da foliação, tanto no interior do maciço de rocha sã como na rocha alterada, configurando planos com menor resistência ao cisalhamento;
- Em geral, os contatos entre os litotipos estão paralelizados à foliação. Estes tipos litológicos, representados no mapa geológico, ocorrem como lentes e corpos tabulares apresentando direção geral N-S, com variações locais;
- Observando-se o estereograma (Figura 5-15), a guirlanda mostra que a dispersão do plano de foliação está ditada por uma fase de dobramento posterior. Em contrapartida, observa-se a concentração máxima dos polos da foliação com atitude média de 110/40.



Figura 5-14: Plano de foliação com presença de pseudomorfos de anfibólio fibroso.

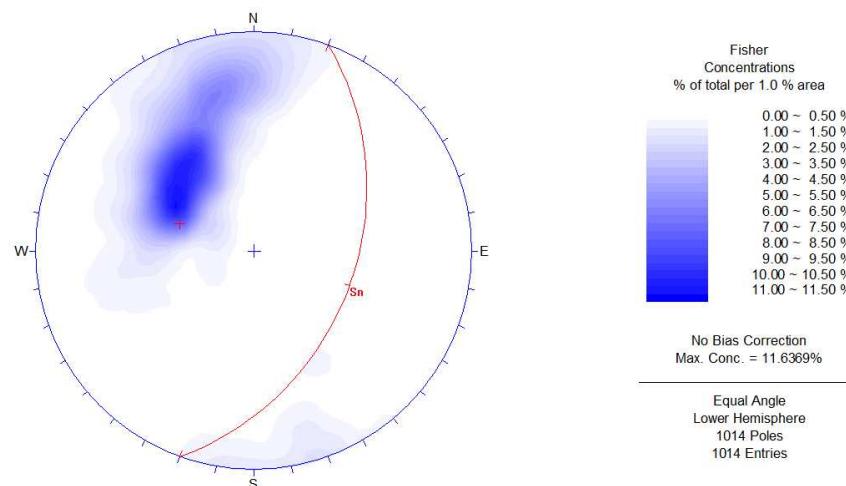


Figura 5-15: Estereograma de frequência de polos da foliação Sn das minas Alegria Centro e Alegria Sul.

c) Fraturas/Juntas

As juntas/fraturas são frequentes no maciço e possuem interesse secundário na segmentação de massas. Podem ser consideradas como de origem tectônica em condições rúpteis. No geral, dentro do Complexo Alegria, as juntas/fraturas exibem as seguintes características:

- Persistência máxima de 5m, truncada por pontes rochosas mínimas de 5m;
- Superfícies planas a curvilineares, paredes decompostas, fechadas. Nas porções superiores do maciço, podem estar preenchidas por argila com aberturas maiores do que 3cm;
- O espaçamento normalmente varia de métrico a decamétrico;
- Conforme mostra a Figura 5-16, quanto à atitude das fraturas, foi observada uma atitude 272/67, com direção aproximadamente N-S; uma componente E-W, de atitude 189/82; e uma terceira componente NW-SE, de atitude 54/72, todas com mergulhos subverticais (Figura 5-17).

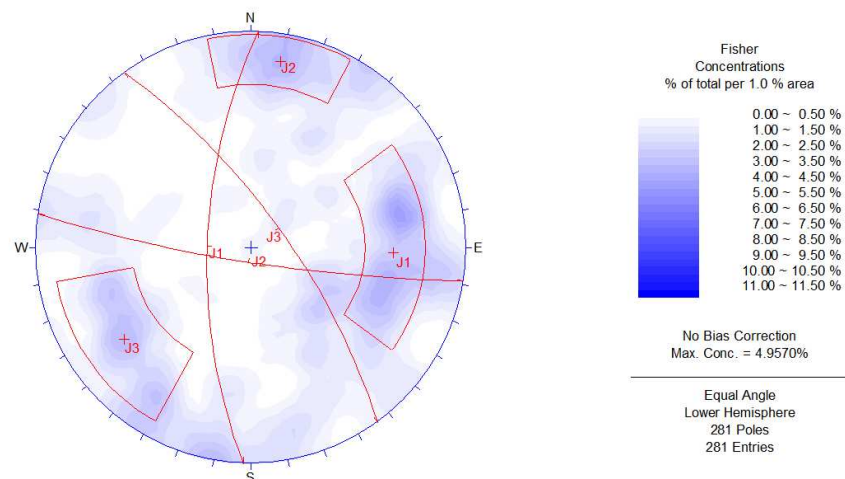


Figura 5-16: Estereograma de frequência representando os sets de fraturas das minas Alegria Centro e Alegria Sul.



Figura 5-17: Afloramento de Itabirito Especularítico Martítico e Itabirito Goethítico Martítico, W3 a W4, na área da futura cava de Alegria Centro. Observar a presença de fraturas subverticais (em vermelho) e da foliação (em azul).

5.2. Descrição de sondagens

Para este trabalho foram descritos testemunhos de 39 furos de sondagem, conforme metodologia descrita no Capítulo 4, totalizando 13.618,65 metros de testemunhos, conforme mostra a Tabela 5-1.

Tabela 5-1: Relação dos furos descritos e respectivas minas.

Furos Geotécnicos Descritos					
ID	Comprimento	Mina	ID	Comprimento	Área
F 04 A-1	344,35	Centro	F 04 E-1	400,05	Sul
F 04 B4-1	262,15	Centro	F 3 F4-1	400,05	Sul
F 0A A4-1	199,55	Centro	F 31 E7-1	600,95	Sul
F 1 A4-1	350,50	Centro	F 4 F-2	400,30	Sul
F 14 A-1	347,80	Centro	F 5 E-2	400,60	Sul
F 14 A4-1	352,60	Centro	F 5 F-2	400,15	Sul
F 14 B-1	372,70	Centro	F 63 G2-1	228,05	Sul
F 24 C-1	400,20	Centro	F 63 G2-2	350,45	Sul
F 24A A4-1	350,30	Centro	F 64 F4-1	120,15	Sul
F 2A A-1	400,05	Centro	F 64 G2-1	208,00	Sul
F 34 4-1	400,40	Centro	F 66 G1-1	200,20	Sul
F 34 A-1	400,90	Centro	F 74 F4-1	600,40	Sul
F 34 A4-1	400,20	Centro	F SP 18-1	100,00	Sul
F 3A A-1	351,30	Centro	F SP 20-1	130,65	Sul
F 4 A4-1	400,20	Centro	F SP 21-1	128,50	Sul
F 16A A4-1	400,30	Centro	F 4 D-2	400,50	Sul
INA 86	215,00	Centro	F 6 F-2	600,20	Sul
F 24 A7-2	400,25	Centro	F 7 E4-1	400,20	Sul
-	-	-	F 64 E-1	400,10	Sul
-	-	-	F 7 D4-1	600,20	Sul
-	-	-	F HG 02-1	200,20	Sul

A Figura 5-18 mostra a localização dos furos de sonda utilizados para a interpretação geomecânica na área de estudo.

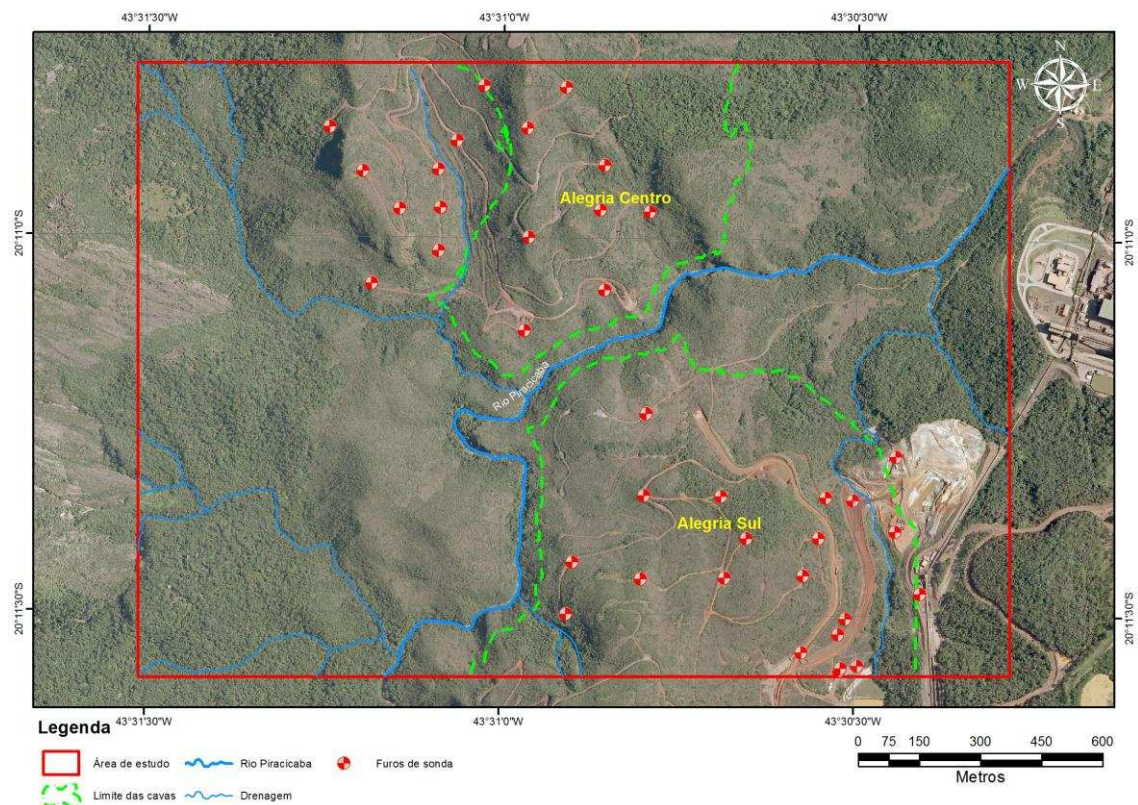


Figura 5-18: Mapa de localização dos furos de sonda.

5.3. Modelo Geomecânico

O Modelo Geomecânico indica o comportamento mecânico das rochas e solos com características de resistência e deformabilidade distintos, bem como as feições estruturais que interagem nas condições de estabilidade dos taludes das cavas a serem dimensionadas.

Na elaboração do Modelo Geomecânico é necessário caracterizar e classificar geotecnicaamente os maciços rochosos, definir os parâmetros geotécnicos a serem utilizados nas análises de estabilidade, definir os prováveis mecanismos de rupturas e elaborar seções geológico-geotécnicas para realização das análises de estabilidades. A Figura 5-19 apresenta o modelo geomecânico da área de estudo, interpretado para as cavas finais de Alegria Centro e Sul.

Na Figura 5-20 apresenta-se, como exemplo, a Seção Geomecânica 4 com a cava final (2053) de Alegria Sul, indicando, além das classes de maciços, os litotipos descritos nas sondagens.

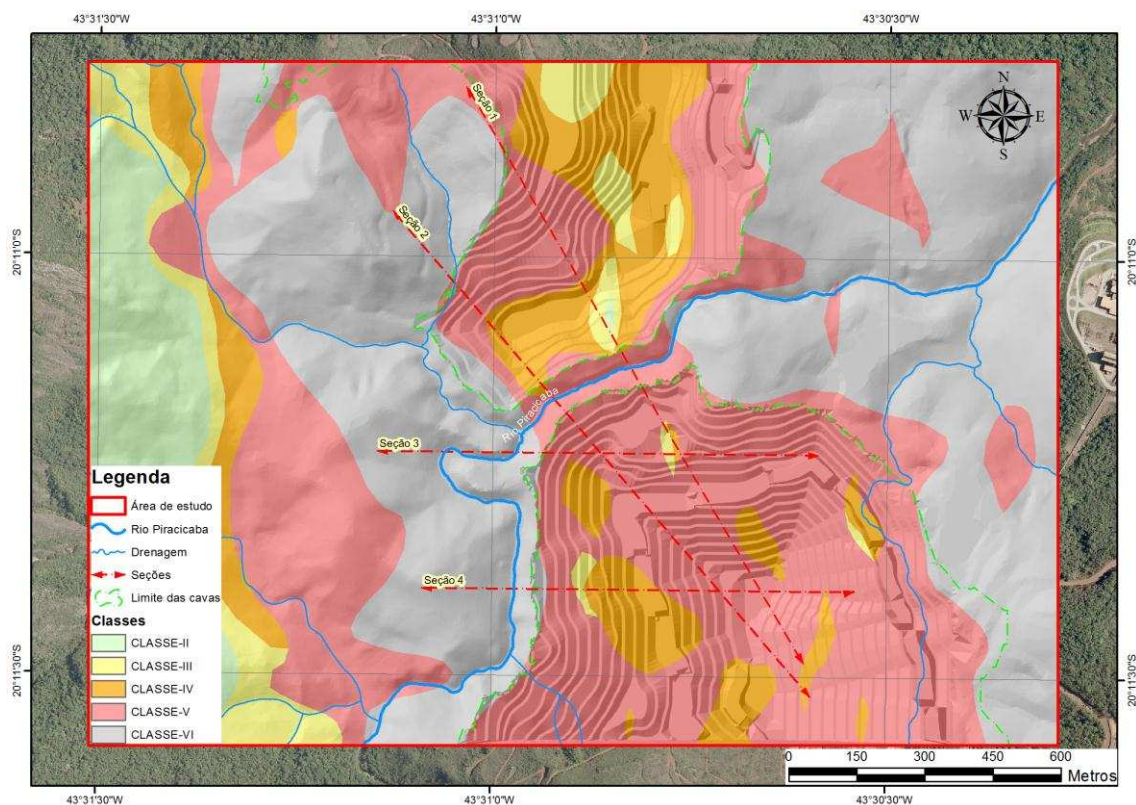


Figura 5-19: Modelo geomecânico das cavas finais (2053) da área de estudo.

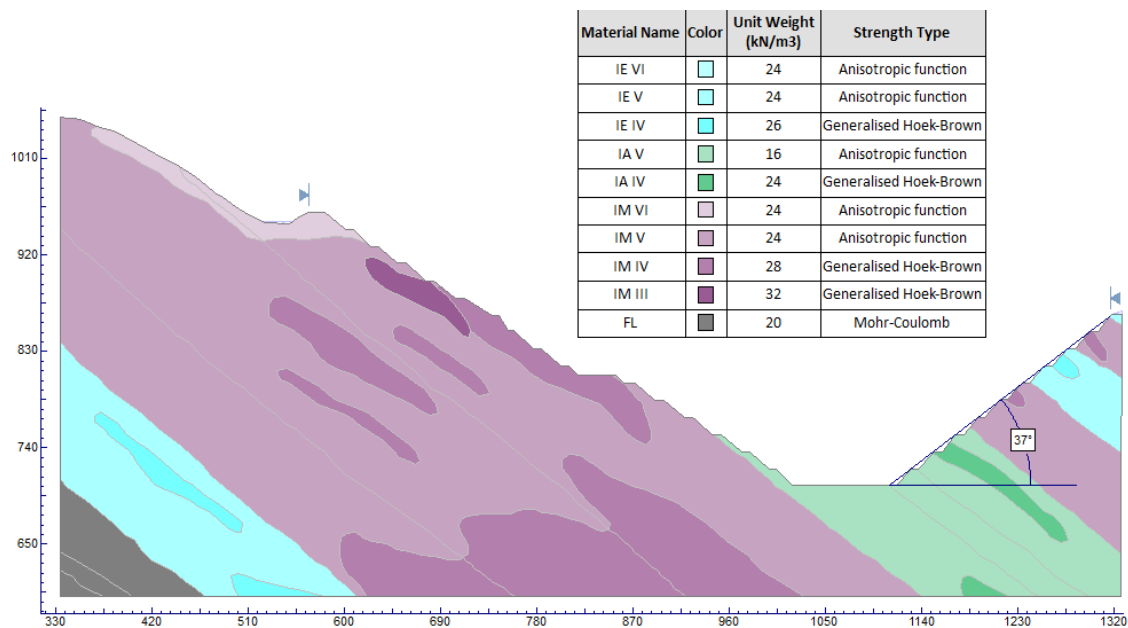


Figura 5-20: Seção Geomecânica 4 para a cava final (2053) de Alegria Sul.

As seções e mapas geomecânicos foram elaborados na escala 1:2000, com base no mapeamento de superfície e interpretação das descrições de sondagens, consolidando o modelo geomecânico para as minas Alegria Centro e Alegria Sul.

5.3.1. Parâmetros Geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos foram obtidos através da interpretação dos resultados de ensaios realizados pelos Laboratório de Geotecnia e Laboratório de Mecânica de Resíduos da Universidade Federal de Viçosa.

Os ensaios realizados, nos materiais de classes V e VI, compreenderam tanto ensaios de caracterização (granulometria completa, limites de consistência, massa específica dos sólidos e massa específica natural) quanto os ensaios de resistência (cisalhamento direto e compressão triaxial CIU), em amostras provenientes das minas Alegria Norte e Alegria Sul, em 2005, e em amostras coletadas nas minas Alegria Centro e Alegria Sul, em 2011/2012.

As tabelas abaixo apresentam os resultados realizados nas duas campanhas de ensaios, em 2005, 2011 e 2012. Nas tabelas Tabela 5-2 e Tabela 5-3 apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização realizados.

São apresentados nas tabelas 5-4 e 5-5 os resultados dos ensaios, em amostras indeformadas, de cisalhamento direto e ensaios de compressão triaxial, a relação do plano de corte em relação à foliação, além dos valores de c' e ϕ' encontrados.

Tabela 5-2: Resultados dos ensaios de caracterização (UFV, 2005).

Amostra	LL	LP	IP	γ_{sat}	γ_{nat}	Granulometria			
						Pedregulho	Areia	Silte	Argila
	(%)	(%)	(%)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(%)
AL 02 FL VI	53	28	25	33,15	20,14	0	28	66	6
AL 09 QtzFL VI	20	15	6	29,23	19,75	0	58	39	3
AL 09 IA V	19	11	8	31,53	15,4	0	43	50	7
AL 09 IA VI	21	15	6	29,37	16,65	0	60	37	3
AL 345 IG V	21	15	7	32,93	19,79	58	30	10	2
AL 345 IG VI	14	8	6	36,81	23,54	0	40	57	3
AL 06 IM V	NP	NP	NP	47,27	24,16	0	43	52	5
AL 345 IM VI	15	10	5	41,17	23,62	0	39	60	1
AL 06 IM VI	NP	NP	NP	42,59	20,41	0	54	43	2
AL 09 IE V	15	10	6	29,83	25,62	0	43	55	2
AL 09 IE VI	19	15	4	41,69	22,06	0	59	40	2

Tabela 5-3: Resultados dos ensaios de caracterização (UFV, 2011/2012).

Amostra	LL	LP	IP	γ_{sat}	γ_{nat}	Granulometria			
						Pedregulho	Areia	Silte	Argila
	(%)	(%)	(%)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(%)	(%)	(%)	(%)
AL 345 IMG	NP	NP	-	-	-	1	67	31	1
AL 345 IAG	NP	NP		17,12	16,37	16	49	32	4
AL 345 IAG	20	13	7	17,89	16,70	28	43	26	4
AL 345 IAG	63	39	24	20,04	16,89	11	31	29	29
AL 345 IAG	NP	NP		16,82	15,51	16	48	31	6
AL 126 IAG	29	14	15	21,84	17,34	43	31	21	4
AL 07 IAM	NP	NP	-	-	-	-	-	-	-
AL 08 IAG	NP	NP	-	-	-	-	-	-	-
AL 08 IME	54	35,9	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 5-4: Resultados dos ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxial (UFV, 2005).

Amostra	Ensaio Cisalhamento Direto				Ensaio Triaxial CIU			
	// à foliação		∠ à foliação		// à foliação		∠ à foliação	
	c'(kPa)	Ø'(°)	c'(kPa)	Ø'(°)	c'(kPa)	Ø'(°)	c'(kPa)	Ø'(°)
AL 02 FL VI	-	-	-	-	51	30	50	29
AL 09 Qtz FL VI	-	-	0	42	13	30	2	27
AL 09 IA V	15	36	15	34	-	-	5	39
AL 09 IA VI	0	38	53	35	-	-	14	34
AL 345 IG V	49	40	84	39	-	-	12 *	39 *
AL 345 IG VI	8	34	13	42	-	-	16	37
AL 06 IM V	34	35	71	35	-	-	19	37
AL 345 IM VI	81	31	33	40	-	-	0	35
AL 06 IM VI	7	36	13	39	-	-	11 *	34 *
AL09 IE V	21	31	12	36	-	-	0	33
AL 09 IE VI	0	41	16	43	-	-	19	38
*Amostra compactada								

Os parâmetros assumidos para a Classe II foram estimados a partir de descrições de sondagens geotécnicas, extraindo o valor de RMR (Bieniawski, 1989) e correlacionando-os com os resultados dos ensaios de compressão uniaxial e ensaios de compressão puntiforme (*Point Load Test*), usando o Critério Hoek-Brown. Estes resultados foram usados como balizadores para estimar os parâmetros de resistência dos litotipos das classes III e IV, já que os materiais ensaiados foram classificados como Classe S2 (Tabela 5-6), com exceção do IME, classificado como Classe S3. Isto pode ser verificado pelos altos valores de resistência encontrados (Tabela 5-7 e Tabela 5-8).

Tabela 5-5: Resultados dos ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxial (UFV, 2011/2012).

Amostra	Ensaio Cisalhamento Direto				Ensaio Triaxial CIU			
	// à foliação		∠ à foliação		// à foliação		∠ à foliação	
	c'(kPa)	Ø'(°)	c'(kPa)	Ø'(°)	c'(kPa)	Ø'(°)	c'(kPa)	Ø'(°)
AL 345 IMG	-	-	-	-	-	-	-	-
AL 345 IAG	-	-	-	-	-	-	5	37,2
AL 345 IAG	-	-	-	-	-	-	14,7	37,2
AL 345 IAG	-	-	-	-	-	-	5,2	40,3
AL 345 IAG	-	-	-	-	-	-	12,7	38,3
AL 126 IAG	-	-	-	-	-	-	29,9	39,6
AL 07 IAM	19**	41,1**	-	-	-	-	-	-
	0***	42,5***	-	-	-	-	-	-
AL 08 IAG	40,2**	36,8**	0**	48,9**	-	-	-	-
	19,3***	38,5***	0***	45,1***	-	-	-	-
AL 08 IME	235,47**	20,6**	73,8**	62,9**	-	-	-	-
	37,35***	39,9***	99,7***	34,2***	-	-	-	-
** Condição Natural		*** Condição Inundada						

Para os ensaios de compressão uniaxial, somente os litotipos IME, IAG e IAF apresentaram o número mínimo de corpos-de-prova dentro dos padrões normatizados, devido à dificuldade de amostragem imposta pelo grau de alteração das rochas e as exigências apresentadas pelo método (ISRM, 2007) quanto à geometria das amostras. Como pode ser observado na Tabela 5-7, os resultados encontrados para os Itabiritos Anfibolíticos mostram valores de resistência próximos a 200MPa, característica de rochas duras, pouco alteradas. O Itabirito Martítico, apesar de apresentar valor mais baixo (61,36MPa), também é característico de rocha dura, segundo classificação da ISRM (1981) (Tabela 5-6). Na Tabela 5-7 seguem os resultados obtidos para os ensaios de compressão uniaxial.

Já os ensaios de resistência à compressão pontiforme foram mais representativos, pois as dimensões e geometria das amostras para realização dos testes eram compatíveis com os testemunhos amostrados. Foram selecionadas 13 amostras, representadas por 108 corpos de prova, cujos resultados apontam valores que variam em média de 2,58 a 10,72MPa, que corroboram os resultados encontrados nos ensaios de compressão uniaxial. Os resultados obtidos nestes ensaios estão apresentados na Tabela 5-8.

Tabela 5-6: Classes de resistência à compressão uniaxial propostas pela BGD (ISRM, 1981).

Resistência à compressão uniaxial (MPa)	Classe	Descrição
> 200	S1	Muito elevada
60 - 200	S2	Elevada
20 - 60	S3	Moderada
6 - 20	S4	Baixa
< 6	S5	Muito baixa

Tabela 5-7: Resultados dos ensaios de compressão uniaxial.

Amostra	Litotipo	qu (MPa)
1	IME	61,36
2	IAG	170,40
3	IAF	182,04

Tabela 5-8: Resultados dos ensaios de compressão puntiforme.

Amostra	Litotipo	I_{s50} (MPa)
1	IMEG (II)	6,58
2	IMEG (III)	4,87
3	IMG (II)	7,68
4	IME (III)	2,58
5	IAM (II)	9,31
6	IGM	SR
7	IAG (II)	7,56
8	IEM (II)	6,84
9	IAF (II)	10,72

O fator de conversão K, que é a relação entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à compressão puntiforme, para o litotipo IAF foi da ordem de 17 e para os litotipos IME e IAG o fator K obtido foi de 24 e 23, respectivamente; ou seja, bem próximo ao encontrado em estudos anteriores citados por (Broch & Franklin, 1972), em que $K = 24$. Embora sejam aceitáveis para a maioria das rochas duras, podem não ser adequados para rochas brandas. Segundo Goodman (1989), os valores de K mais utilizados (20 a 25), podem ser bastante inadequados no caso de rochas brandas, devendo o valor do fator K ser verificado por estudos experimentais sempre que a correlação entre I_{s50} e σ_c seja aplicada na prática.

Para os litotipos que não foram submetidos a ensaios de compressão uniaxial, por apresentarem valores elevados de resistência à compressão puntiforme, foi admitido o valor de $K=24$, permitindo estimar a resistência à compressão uniaxial para estas amostras. O resumo dos resultados dos ensaios, bem como a correlação entre eles, é

apresentado na Tabela 5-9. Os resultados completos por litotipos serão apresentados no Anexo II.

Tabela 5-9: Resultados dos ensaios de compressão puntiforme, compressão uniaxial e valores de K.

Amostra	Litotipo	I_{S50} (MPa)	qu (MPa)	$K = qu/I_{S50}$
1	IMEG (II)	6,58	200,16*	24*
2	IMEG (III)	4,87	108,00*	24*
3	IMG (II)	7,68	177,36*	24*
4	IME (III)	2,58	61,36	24
5	IAM (II)	9,31	212,40*	24*
6	IGM	SR	NE	-
7	IAG (II)	7,56	170,40	23
8	IEM (II)	6,84	170,16*	24*
9	IAF (II)	10,72	182,04	17

NOTA: NE = Não Executado; SR = Sem Representatividade Estatística; * Valor Estimado.

A correlação entre os valores de RMR e os parâmetros de resistência, obtidos nos ensaios de compressão uniaxial e compressão puntiforme, foi feita através do *software* RocData 3.0 da *Rocscience Inc.*. O cálculo da constante m_b , bem como das constantes s e a do maciço rochoso e da coesão e ângulo de atrito ϕ , foi realizado automaticamente através do *software*, pelo Critério de Hoek-Brown, no qual apenas é preciso inserir os valores da resistência à compressão uniaxial da rocha (σ_{ci}), do GSI, da constante do material (m_i) e o valor do grau de perturbação à qual o maciço foi submetido (D).

O valor de m_i admitido foi de 20, que é o mais próximo das características do material ensaiado, comparado com a tabela de valores de m_i inserida no *software* RocData 3.0. Os valores referentes ao grau de perturbação do maciço, proposto por Hoek *et al.* (2002), foi adotado como $D=1$, para materiais de Classe III; e $D= 0,7$, para materiais de Classe IV (Tabela 5-10).

Tabela 5-10: Dados estimados obtidos utilizando o RocData.

Tipologia/Classe		IE III	IE IV	IM III	IM IV	IA III	IA IV	IG III	IG IV	QZ
Dados da descrição	RQD	79	34	52	34	61	19	76	33	26
	RMR	51	30	48	31	50	30	47	30	15
Classificação de Hoek-Brown	σ_{ci} (kPa)	90000	35000	75000	25000	75000	25000	85000	30000	75000
	GSI	51	30	48	31	50	30	47	30	30
	m_i	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	D	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	0.7
Critério Hoek-Brown	m_b	1.35449	0.13476	1.11753	0.14474	1.28207	0.13476	1.08724	0.13476	0.42724
	s	0.00082	0.00001	0.00050	0.00001	0.00071	0.00001	0.00046	0.00001	0.00004
	a	0.50535	0.52234	0.50681	0.52089	0.50573	0.52234	0.50705	0.52234	0.52234
Ajuste Mohr-Coulomb	c (kPa)	344	69	264	63	273	54	277	65	254
	Φ (°)	60	35	58	33	60	34	59	34	44
Parâmetros do Maciço Rochoso	σ_t (kPa)	-55	-2	-33	-2	-42	-2	-36	-2	-7
	σ_c (kPa)	2487	79	1586	63	1921	56	1730	68	375
	σ_{cm} (kPa)	13777	1483	10328	1110	11140	1059	11528	1271	5809
	Em (kPa)	6531830	935414	4874660	837414	5629170	790569	5042230	866025	1780100

■ Dados adicionais descrição de sondagem;

■ Dados de entrada;

■ Dados calculados;

5.3.2. Resumo dos Parâmetros Geomecânicos

Do ponto de vista geotécnico, é mais coerente utilizar uma classificação abreviada, já que a resistência dos materiais é governada, sobretudo, pela mineralogia predominante. Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises de estabilidade foram utilizados para representar as classes geomecânicas III, IV, V e VI dos principais litotipos identificados na área, denominados: Itabiritos Martíticos (IM), Itabiritos Especularíticos (IE), Itabiritos Goethíticos (IG), Itabiritos Anfíbolíticos (IA) e Filitos (FL).

A Tabela 5-11 relaciona os parâmetros geotécnicos interpretados para todos os litotipos e classes avaliados neste estudo, a partir dos resultados de ensaios apresentados anteriormente.

Tabela 5-11: Parâmetros geotécnicos interpretados e utilizados no modelo geomecânico.

Material		Resistência					Cor
		Paralela			Obliqua		
		γ_{nat}	c'	$\varnothing'$ (°)	c'	$\varnothing'$ (°)	
		(kN/m³)	(kN/m²)		(kN/m²)		
IE	VI	24	0	36	19	38	
	V	24	12	36	21	40	
	IV	26	-	-	105*	45*	
	III	28	-	-	250*	55*	
IA	VI	20	8	36	30	38	
	V	20	15	36	34	38	
	IV	24	-	-	82*	44*	
	III	26	-	-	198*	55*	
IM	VI	24	7	36	13	39	
	V	24	34	35	71	39	
	IV	26	-	-	95*	43*	
	III	28	-	-	191*	52*	
IG	VI	20	8	34	13	42	
	V	24	49	40	80	40	
	IV	26	-	-	99*	44*	
	III	28	-	-	200*	52*	
FL		20	-	-	50	30	
QZ		20	-	-	254*	44 *	

Obs.: * Dados estimados pelo software RocData.

5.3.3. Condicionantes à Estabilidade

Em geral, a superfície o maciço é constituída por itabiritos Classe VI, embora ocorram porções de itabiritos classes V e IV em alguns locais da área mapeada. Com o aumento da profundidade, o processo de intemperismo é atenuado, tendendo a ocorrer itabiritos classe IV e III, tendo como exemplo, a Seção 4 (Figura 5-20).

O modelo de distribuição das classes acima mencionado é geral. É passível a ocorrência de acunhamentos e interdigitações bruscas, tanto lateralmente quanto em profundidade, de classes de maciços distintas.

De acordo com os dados levantados e que estão consolidados nos mapas e seções geomecânicas, as condicionantes de maior relevância para a estabilidade dos taludes estão apresentadas a seguir:

a) Foliação e contatos litológicos

A foliação condiciona mecanismos de ruptura e constitui forte anisotropia de resistência intrínseca do maciço. Condiciona os contatos geológicos e a distribuição dos litotipos que, de algum modo, estão relacionados com as classes geomecânicas. Os contatos, geralmente milonitizados e estriados, constituem zonas de descontinuidade com alto potencial para gerar uma superfície de ruptura preferencial.

b) Itabiritos de Classes V e VI (baixa resistência)

Os itabiritos de baixa resistência constituem, praticamente, todos os taludes das minas de Alegria Centro e Sul (Figura 5-19), condicionando a estabilidade e a geometria final, influenciando, dessa forma, nos procedimentos operacionais.

c) Filitos e Quartzitos Classe VI

Devido à baixa resistência destes litotipos, aliada ao pronunciado estado de alteração, o Quartzito Moeda, o Filito Batatal e o Filito do Grupo Piracicaba, poderiam condicionar a instabilidade no topo dos taludes do lado oeste e leste desta cava. No entanto, a ocorrência desses litotipos é restrita a área externa ao limite da cava final (Figura 5-1).

5.3.4. Condição de Saturação dos Taludes

A partir dos dados piezométricos atualizados e inspeções realizadas na área de estudo, pode-se estabelecer uma base de conhecimento mínima necessária à definição da condição de saturação dos maciços, auxiliando a definição do posicionamento do nível freático.

As configurações do nível d'água para as condições atual (2013) e final (2053) nas análises de estabilidade serão apresentadas posteriormente. Na Figura 5-21 mostra-se a localização dos INA's nas seções e sua distribuição na área de estudo.

Na Tabela 5-12 apresenta-se a lista dos instrumentos utilizados nas análises, com as informações essenciais.

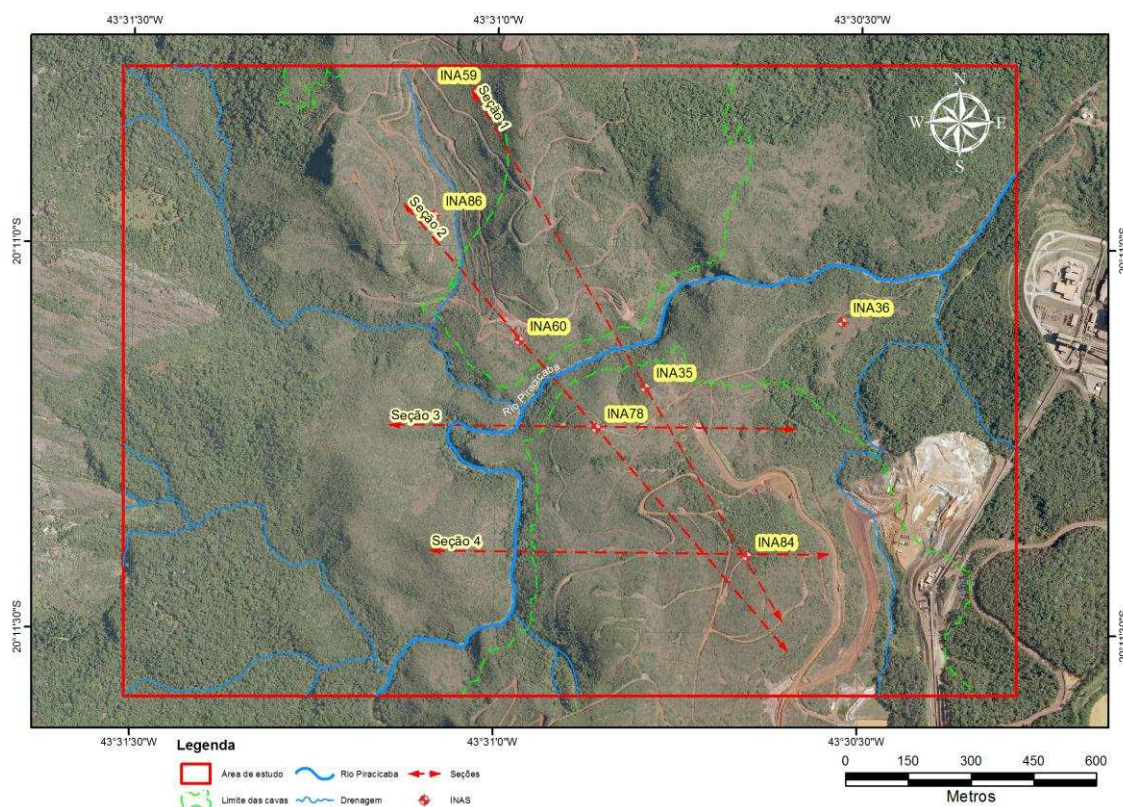


Figura 5-21: Mapa de localização dos INA's utilizados no monitoramento da área de estudo.

Tabela 5-12: Relação dos dispositivos utilizados para monitoramento do nível d'água na área de estudo.

Ponto	Coordenadas		Cota	Profundidade (m)	Cota do NA Média
	E	N			
INA35	655329,97	7767153,99	985,79	100,45	944,58
INA36	655801,97	7767310,33	942,53	100,15	931,27
INA59	654930,40	347424,57	1105,12	190,00	951,43
INA60	655028,52	7767266,35	984,57	100,00	949,94
INA 78	655232,56	7767093,91	1005,25	200,00	950,09
INA 84	655593,67	7766786,19	1054,24	260	952,85
INA 86	654845,69	7767602,95	1046,87	215	958,58

5.3.5. Mecanismos de Ruptura

A ruptura em si é caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo ou rocha. Existe, portanto, uma camada de solo/rocha em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada. Inicialmente há a formação da zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento. Este processo é bem caracterizado, tanto em ensaios de cisalhamento direto, como nos escorregamentos de taludes.

Os mecanismos de ruptura foram definidos com base na análise e interpretação do mapa geológico-geotécnico, das seções geomecânicas, das análises cinemáticas e do posicionamento dos taludes de escavação no projeto das cavas finais.

Considerando os dados geológicos e geomecânicos, a geometria e a direção geral dos taludes da cava, bem como os condicionantes acima referidos, foram consideradas possíveis as seguintes condições cinemáticas, para a mobilização dos mecanismos de ruptura, descritas a seguir.

5.3.5.1. Ruptura Circular

Para os litotipos foliados presentes, no caso do talude apresentar inclinação inferior ao mergulho da foliação e das falhas superimpostas, este mecanismo poderá mobilizar, principalmente, taludes em maciços de classes de V e VI. Para os maciços de classes III e IV este tipo de ruptura pode ocorrer, principalmente, se o maciço estiver muito fraturado, conforme referido no Capítulo 2. Em todas as seções analisadas foi constatada a possibilidade de ocorrência desse tipo de ruptura, tanto em superfícies mais profundas quanto em superfícies mais próximas à face do talude.

5.3.5.2. Plano Circular

Passível de ocorrer onde o maciço está muito alterado e estruturado, quando a inclinação geral do talude for inferior ao mergulho da foliação e esta feição estrutural mergulhar para a cava no sentido do talude. Nesse mecanismo, a parte inicial da superfície está inserida ao longo de um plano discreto, condicionado pela foliação e pelos contatos entre litotipos. A parte final da superfície, que culmina com a saída na face ou no pé do talude, corta obliquamente a estruturação geral do maciço, dada pela foliação e arranjo dos litotipos.

No trecho plano desse mecanismo, onde a superfície tem seu início, ocorre mobilização da resistência ao longo da foliação. No trecho circular, onde a superfície de ruptura aflora na face do talude, ocorre mobilização da resistência dos litotipos na condição oblíqua à foliação.

5.3.5.3. Ruptura Planar

De maneira geral, os itabiritos friáveis apresentam estruturas dispostas e susceptíveis a este tipo de ruptura. Condicionada pela junção da foliação e juntas, poderá mobilizar taludes em todas as classes de maciços, quando a inclinação do talude estiver subparalela ao mergulho da foliação ou maior do que o mergulho dessa feição estrutural. As juntas podem atuar como elemento lateral para a liberação das massas instáveis.

Desta forma, a ruptura planar não mobiliza o talude geral, ficando restrito apenas à escala de bancada nas seções analisadas do Setor W, como pode ser observado na Figura 5-26.

5.3.5.4. Cunha

Este tipo de ruptura está restrito a bancadas individuais, nos setores NW, SE e W (Figura 5-24, Figura 5-25 e Figura 5-26), e é governado por pelo menos duas descontinuidades planares cuja interseção mergulha em direção ao talude, especialmente em maciços em que a foliação é mais pronunciada. Neste mecanismo, o potencial de ruptura pode ser reduzido à medida que o mergulho das descontinuidades diminui e o valor do ângulo de atrito do material passa a ser maior do que este ou o ângulo do talude passa a ser inferior ao das descontinuidades.

5.3.6. Análises Cinemáticas

As análises cinemáticas dos taludes foram executadas considerando a metodologia proposta por Markland (1972). Essa metodologia de análise preliminar permite estudar arranjos de taludes e aponta aqueles que, provavelmente, podem apresentar problemas de estabilidade.

Os ângulos de atrito utilizados foram os obtidos para os litotipos ensaiados, conforme apresentado na Tabela 5-11, em média 36°, paralelo às descontinuidades. As seções analisadas apresentam ângulos gerais menores do que o ângulo médio da foliação (40°). Os ângulos gerais dos taludes são, aproximadamente, 30° nos setores NW e W e 38° nos setores SE e E. Os ângulos dos taludes de bancada são de 45° em todos os setores (Figura 5-22).

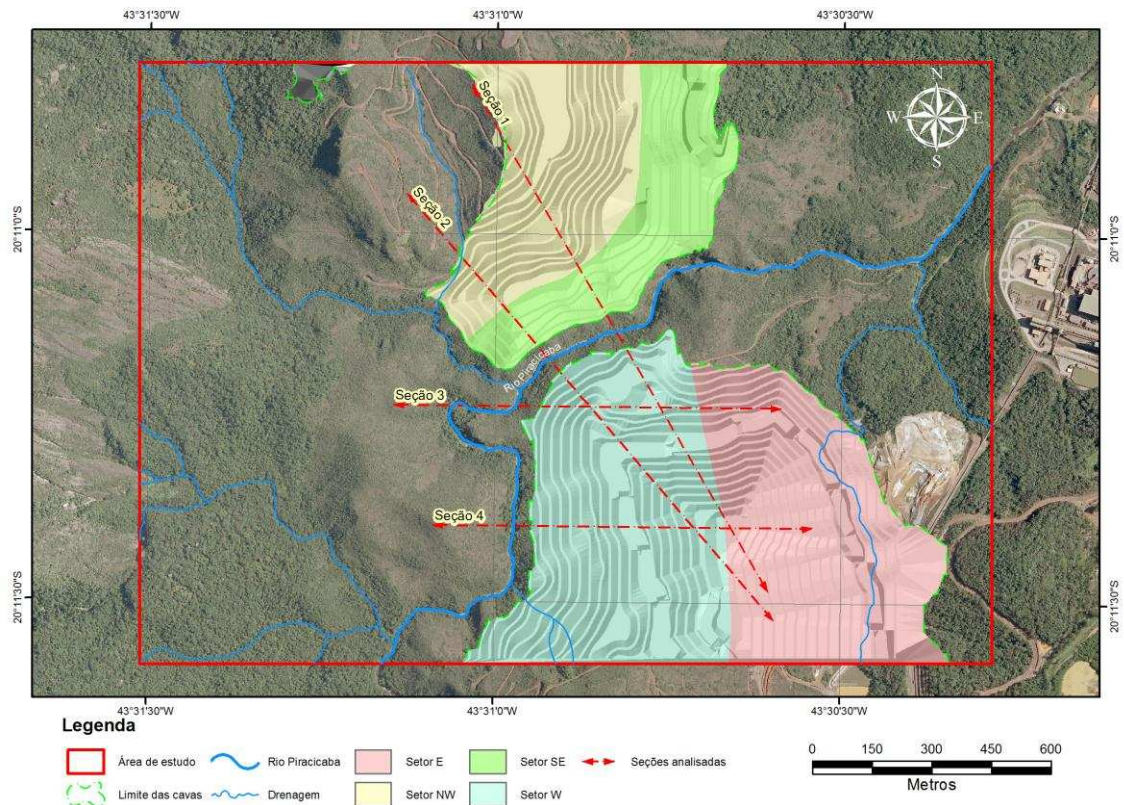


Figura 5-22: Mapa de setores das análises cinemáticas.

Em relação aos tipos de ruptura, consideraram-se rupturas em cunha, planar e tombamento, utilizando-se todas as estruturas medidas em campo. A Figura 5-23 apresenta os elementos da análise cinemática utilizados no estudo da possibilidade e da tipologia de ruptura.

A área vermelha da Figura 5-23 corresponde à zona de instabilidade para rupturas do tipo planar e em cunha e a área marrom corresponde à zona onde há possibilidade de ocorrer ruptura do tipo tombamento. Os pontos em verde representam as intersecções entre os planos sem potencial de ruptura, enquanto que os pontos em vermelho indicam as intersecções onde existe possibilidade de ruptura.

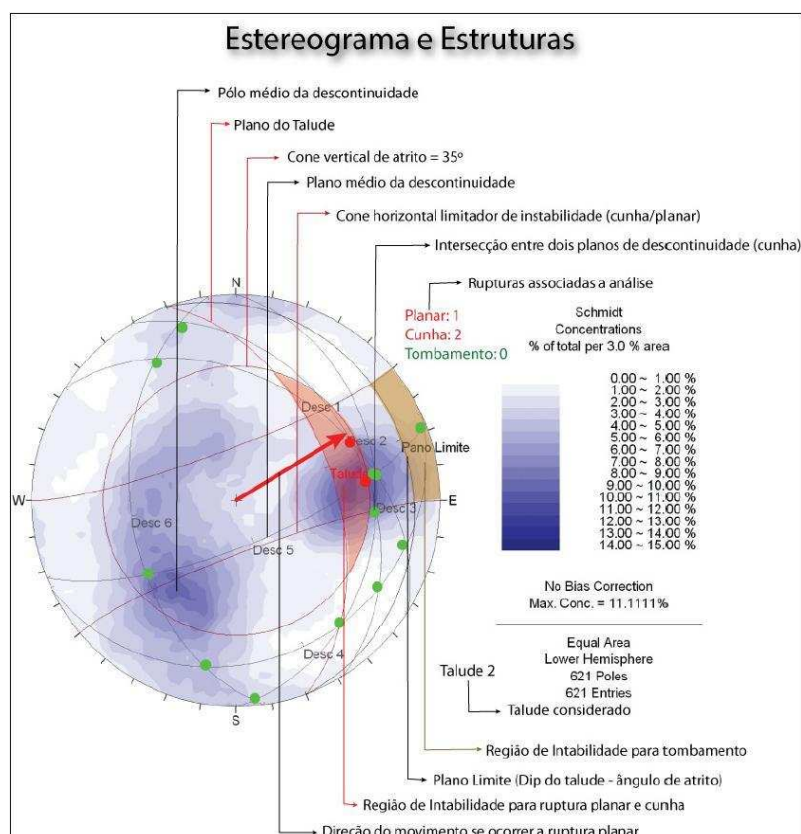


Figura 5-23: Elementos de análise cinemática utilizados no estudo da possibilidade e tipo de ruptura (BVP ENGENHARIA, 2009).

O Setor NW, talude com atitude (145/45), apresentou potencial de ruptura em cunha relacionado aos planos médios da foliação Sn e da fratura J3 (Figura 5-24). Não houve potencial para ruptura planar e tombamento.

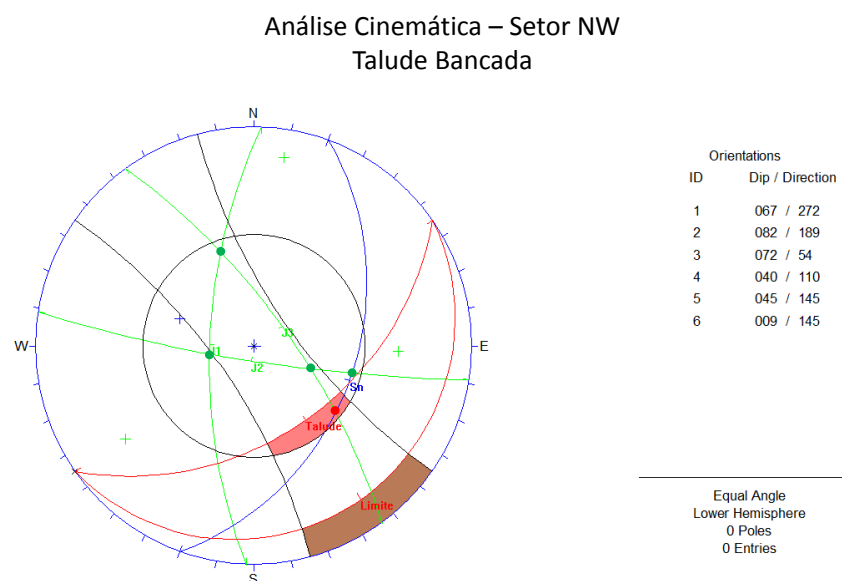


Figura 5-24: Análise cinemática do Setor NW indicando ruptura em cunha.

O Setor SE, talude com atitude 325/45, também apresentou potencial de instabilidade associado a uma ruptura em cunha, entre os planos médios das fraturas J1 e J3 (Figura 5-25). Assim como o Setor NW, não houve potencial para ruptura planar e tombamento.

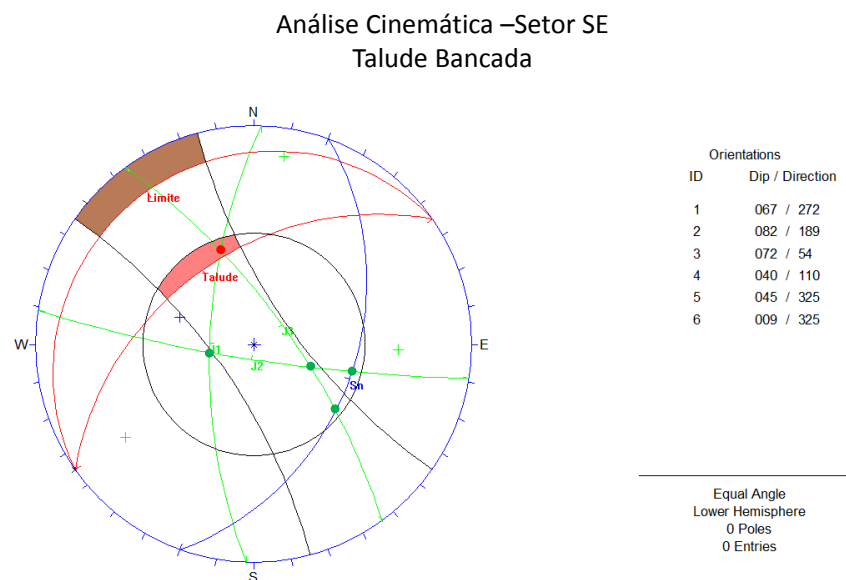


Figura 5-25: Análise cinemática do Setor SE indicando ruptura em cunha.

O Setor W, talude com atitude 90/45, apresentou potencial de ruptura planar, relacionado ao plano médio da foliação Sn, e ruptura em cunha, entre os planos médios da foliação Sn e a fratura J2 (Figura 5-26). Não houve potencial para ruptura tipo tombamento.

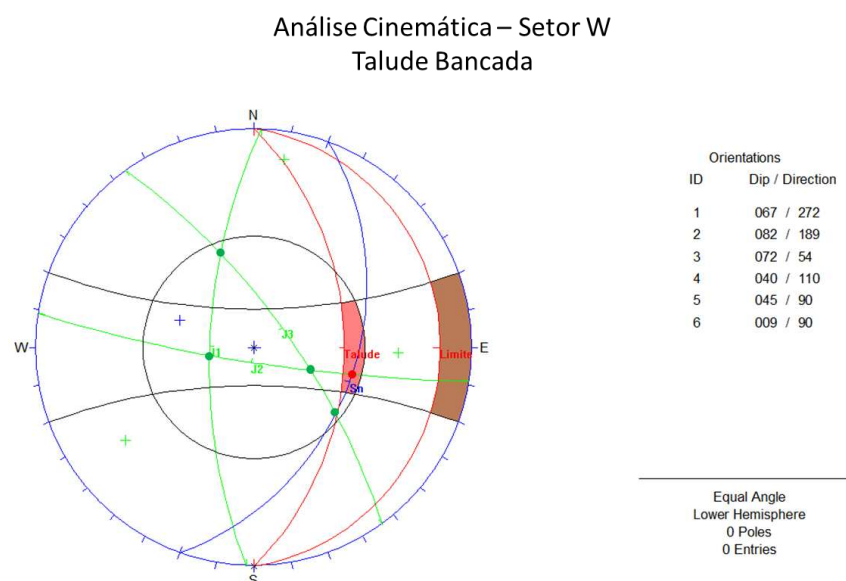


Figura 5-26: Análise cinemática do Setor W indicando ruptura planar e em cunha.

O Setor E, talude com atitude 270/90, não apresentou nenhum potencial de instabilidade associado.

A Tabela abaixo apresenta o quadro resumo para as instabilidades potenciais analisadas.

Tabela 5-13: Quadro de resumo dos potenciais de ruptura por setor.

Setor	Talude (Dip Direction/Dip)	Angulo de Atrito ϕ (°)	Ruptura Potencial		
			Planar	Cunha	Tombamento
NW	145/45	36	-	1	-
SE	325/45	36	-	1	-
W	90/45	36	1	1	-
E	270/45	36	-	-	-

Diante dos resultados apresentados, as análises cinemáticas indicam a possibilidade de ocorrerem rupturas do tipo planar e em cunha, apenas em taludes de bancada, não mobilizando rupturas em taludes globais.

5.4. Parâmetros Hidrogeológicos

O monitoramento do nível do lençol freático na Samarco começou em 1998, com a instalação de um sistema de "Indicadores de Nível de Água - INA", instalados para monitorar pilhas de estéréis. Atualmente o sistema de monitoramento conta com 83 dispositivos, sendo 40 ativos e 43 inativos. Entre os ativos, na área de estudo, 3 estão instalados em Alegria Centro e 4 em Alegria Sul, conforme mostra a Figura 5-27. A periodicidade do monitoramento é mensal, no período de seca, e quinzenal, no período chuvoso, desde 2006, após os primeiros estudos de caracterização hidrogeológica na Samarco.

A Figura 5-28 apresenta o gráfico de medições dos INA's instalados na área de estudo desde 2006. Uma superfície potenciométrica da área do projeto (Figura 5-29) foi elaborada utilizando os dados deste monitoramento, em conjunto com as informações do modelo hidrogeológico elaborado pela Schlumberger (2012).

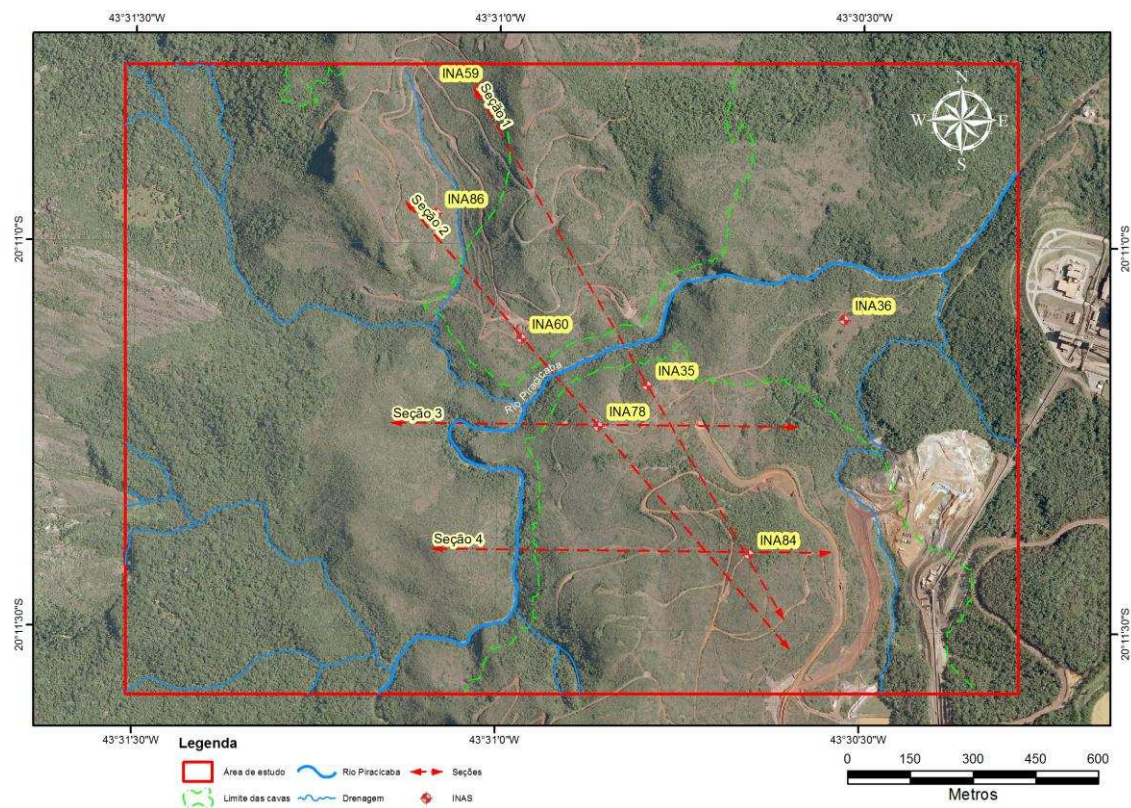


Figura 5-27: Localização dos INA's monitorados na área de estudo.

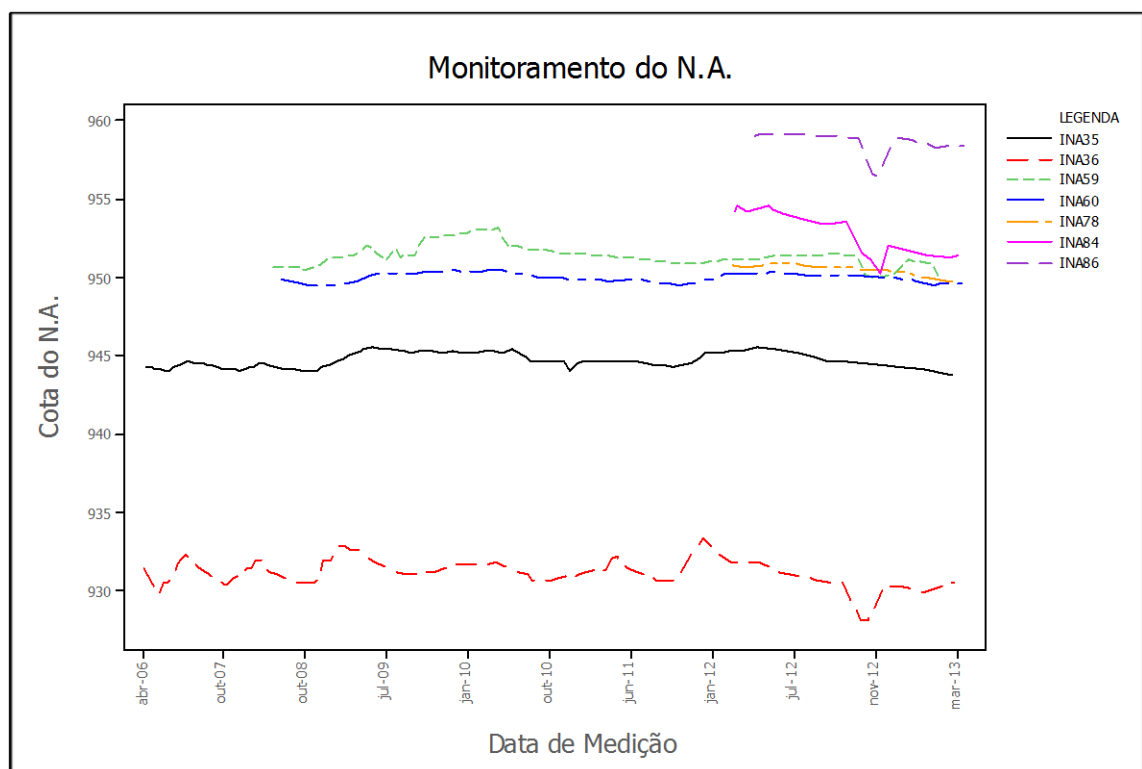


Figura 5-28: Gráfico de medições dos INA's instalados na área de estudo.

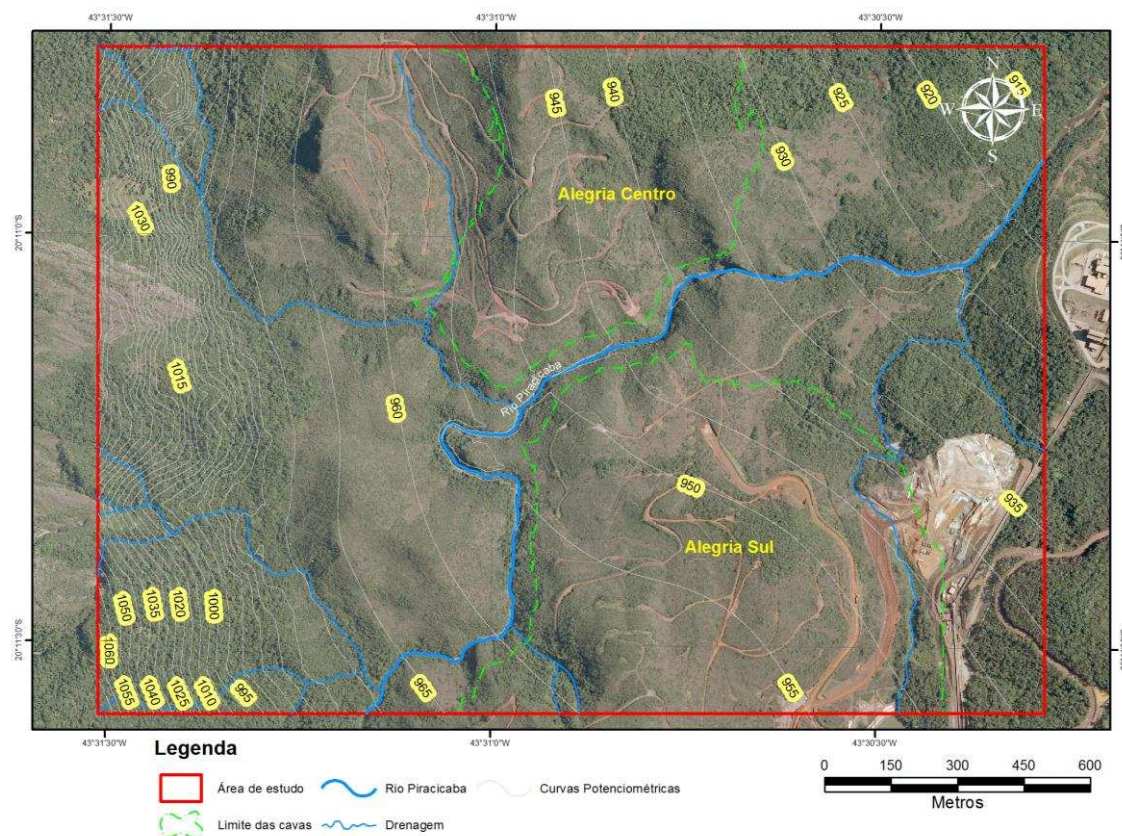


Figura 5-29: Superfície potenciométrica da área de estudo.

Analisando a Figura 5-29, observa-se que:

- As cotas do N.A. variam de 1075m, no setor oeste, até a cota 915m, no setor leste, próxima ao nível de base local, indicando que o rio Piracicaba tem um comportamento efluente;
- Os níveis de água seguem, aproximadamente, a topografia, sendo que a direção geral de fluxo da água subterrânea é para NE. Desta forma, os principais vetores de fluxo de água subterrânea acompanham, aproximadamente, o padrão de drenagem superficial estabelecido, principalmente, pelo curso do rio Piracicaba, que representa uma zona de descarga do fluxo subterrâneo;
- O gradiente hidráulico médio nos quartzitos da Serra do Caraça é da ordem de 20% (20m/100m) na porção oeste da área de estudo. Na maior parte da área, constituída por itabiritos, o gradiente hidráulico é suave, da ordem de 3% (3m/100m), um indicativo de maciço rochoso de alta permeabilidade.

O gradiente hidráulico $\delta h / \delta x_i$, onde h é a altura e x o comprimento na direção i , representa a inclinação da superfície potenciométrica ou, em aquíferos não confinados, é o equivalente a inclinação do lençol freático.

5.4.1. Localização das Sondagens Ensaçadas

Sabendo da representatividade dos principais litotipos e do arcabouço estrutural na área de estudo, foram realizados ensaios em todas as minas da Samarco, devido, principalmente, à continuidade do corpo de minério ao longo do depósito, o que possibilita a integração dos dados.

Na Figura 5-30 abaixo mostra-se o mapa geral da Mina de Alegria com a localização dos pontos onde foram realizados os ensaios de infiltração e *packer tests*.

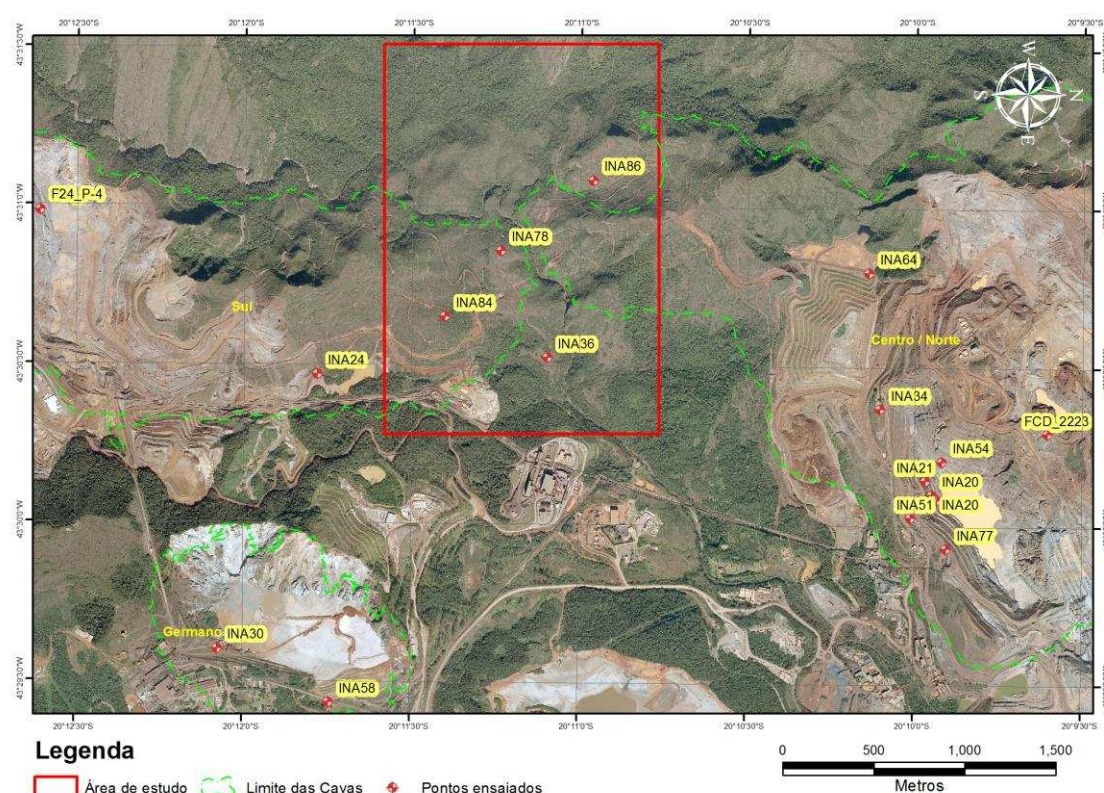


Figura 5-30: Mapa de pontos – ensaios de infiltração e *Packer Tests*.

Na tabelas 5-14 e 5-15 mostram-se a relação dos furos e seus respectivos litotipos nos quais foram executados os *packer tests* e os INA's nos quais foram executados os ensaios de infiltração, respectivamente.

Tabela 5-14: Descrição das sondagens em que foram realizados os *Packer Tests*.

Furo	Número de Ensaios	Profundidade	Litotipos
FCD-2223_1	2	251,5 - 254m	IE - Itabirito Especularítico
		317,5 - 320m	IE - Itabirito Especularítico
F24_P-4_1	2	162,5 - 165m	IME - Itabirito Martítico - Especularítico
		198,5 - 201m	IM - Itabirito Martítico
INA84	3	105 - 108m	IEM - Itabirito Especularítico - Martítico
		145 - 148m	IME - Itabirito Martítico - Especularítico
		164 - 167m	IME - Itabirito Martítico - Especularítico
INA86	1	207 - 210m	IMG - Itabirito Martítico - Goethítico

Tabela 5-15: INA's em que foram realizados os Ensaios de Infiltração.

INA		Litotipo
INA 64	IEM	Itabirito Especularítico Martítico
INA 18	IEM	Itabirito Especularítico Martítico
INA 20	IEM	Itabirito Especularítico Martítico
INA 21	IEM	Itabirito Especularítico Martítico
INA 34	IAG	Itabirito Anfibolítico Goethítico
INA 51	IAG	Itabirito Anfibolítico Goethítico
INA 54	IAG	Itabirito Anfibolítico Goethítico
INA 24	IEM	Itabirito Especularítico Martítico
INA 36	IAG	Itabirito Anfibolítico Goethítico
INA 86	IMG	Itabirito Martítico Goethítico
	IMEG	Itabirito Martítico Especularítico Goethítico
INA 77	IEM	Itabirito Especularítico Martítico
INA 78	IEM	Itabirito Especularítico Martítico
INA 84	IAM	Itabirito Anfibolítico Martítico
INA 30	IE	Itabirito Especularítico
INA 58	IE	Itabirito Especularítico

5.4.2. Interpretação dos Ensaios

5.4.2.1. Packer Tests

Ao todo foram realizados 11 ensaios em 4 furos distintos na área, entretanto, três dos ensaios realizados apresentaram resultados anômalos, em função da elevada condutividade do meio. Normalmente em *packer tests*, os resultados anômalos têm duas justificativas principais: a primeira delas se dá quando a condutividade hidráulica do meio é praticamente nula, o que impede a realização adequada do ensaio, pois a água injetada no furo, por vezes retorna pelo equipamento, registrando, dessa forma, valores negativos de injeção; a segunda razão para resultados é justamente a situação oposta.

Quando o meio ensaiado é altamente condutor, a capacidade dos equipamentos disponíveis se mostra insuficiente, pois a quantidade de água que deve ser injetada no furo para que a pressão do ensaio seja atingida é muito elevada, tornando inviável a realização de todas as etapas do teste.

Como mencionado no Capítulo 4, este tipo de ensaio apresenta uma vantagem sobre os ensaios de infiltração, uma vez que permite a obtenção da condutividade hidráulica associada a intervalos, estruturas e/ou litotipos específicos interceptados durante a perfuração.

Os ensaios foram realizados em 5 litotipos distribuídos nos 4 furos: Itabirito Especularítico (IE), Itabirito Martítico Especularítico (IME), Itabirito Martítico (IM), Itabirito Especularítico Martítico (IEM) e Itabirito Martítico Goethítico (IMG). Os valores de condutividade hidráulica (K) obtidos estão relacionados na Tabela 5-16.

Tabela 5-16: Resumo dos resultados dos *Packer Tests*.

Furo	Número de Ensaio	Trecho do Ensaio	Litotipos	K (m/s)
FCD-2223_1	2	251,5 - 254m	IE	$3,1 \times 10^{-07}$
		317,5 - 320m	IE	$2,8 \times 10^{-07}$
F24_P-4_1	2	162,5 - 165m	IME	$9,2 \times 10^{-07}$
		198,5 - 201m	IM	$1,8 \times 10^{-07}$
INA84	3	105 - 108m	IEM	$1,0 \times 10^{-06}$
		145 - 148m	IME	$1,3 \times 10^{-06}$
		164 - 167m	IME	$1,5 \times 10^{-06}$
INA86	1	207 - 210m	IMG	$1,2 \times 10^{-06}$

Da mesma forma que os parâmetros geotécnicos, estes litotipos foram simplificados com base na mineralogia predominante. Os valores médios de condutividade, de acordo com a unidade litológica predominante, são:

$$- \text{IE} = 5.30 \times 10^{-07} \text{ m/s}; \text{IM} = 1.02 \times 10^{-06} \text{ m/s}.$$

De acordo com os resultados acima, percebe-se que os Itabiritos Martíticos (IM) apresentam condutividade média mais elevada do que os Itabiritos Especularíticos (IE). Apesar da pouca diferença, os Itabiritos Martíticos (Figura 5-31) apresentam um grau de fraturamento médio ligeiramente mais baixo do que os Itabiritos Especularíticos (Figura 5-32), o que não justifica sua maior condutividade hidráulica. A variação dos valores de condutividade hidráulica, possivelmente, está associada à abertura das fraturas e às

composições mineralógicas intrínsecas, que provêm características distintas aos arcabouços mineralógicos estruturais, afetando diretamente o regime de fluxo no maciço.

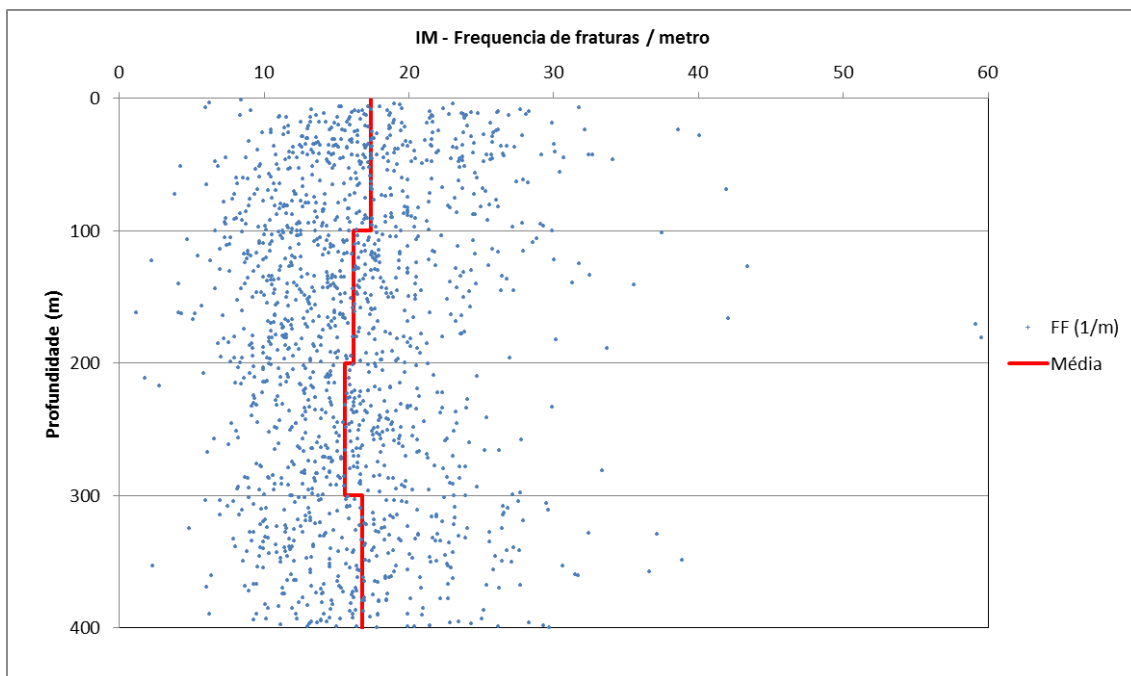


Figura 5-31: Gráfico de Freqüência de Fraturas x Profundidade no IM.

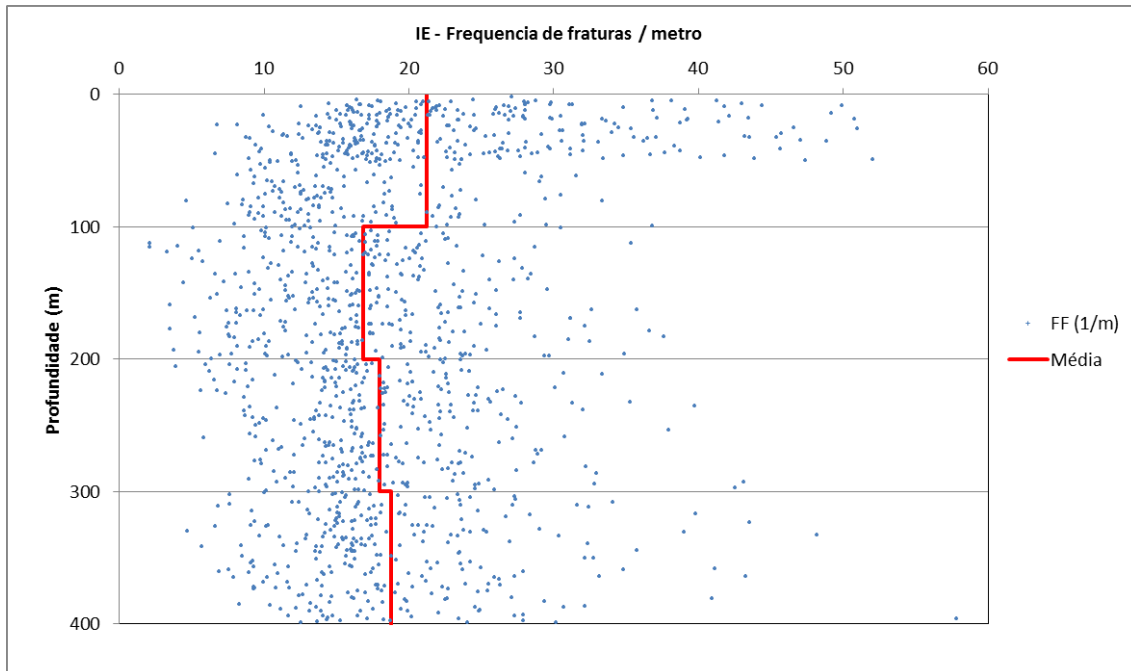


Figura 5-32: Gráfico de Freqüência de Fraturas x Profundidade no IE.

Os resultados completos dos ensaios de *Packer Test* serão apresentados no Anexo III.

5.4.2.2. Ensaios de Infiltração

Os ensaios de infiltração, diferentemente dos *packer tests*, não provêm informações do comportamento das estruturas geológicas provocadas pelos ensaios. A principal informação adquirida nos ensaios de infiltração é justamente valores de condutividade hidráulica do maciço rochoso.

Ao todo foram realizados 15 ensaios de infiltração em 5 unidades litológicas distintas: Itabirito Anfíbolítico Goethítico (IAG), Itabirito Anfíbolítico Martítico (IAM), Itabirito Especularítico (IE), Itabirito Especularítico Martítico (IEM) e Itabirito Martítico Especularítico Goethítico (IMEG). Os resultados dos ensaios estão relacionados na tabela abaixo.

Tabela 5-17: Resumo dos resultados dos ensaios de infiltração.

Mina	Furo	Litotipo	Cota	Profundidade do filtro	Cota da câmara	N.A.	K (m/s)
Alegria Norte	INA 64	IEM	999,82	54,5	945,32	51,23	$1,2 \times 10^{-07}$
Alegria Norte	INA 18	IEM	889,94	95	794,94	27,59	$2,5 \times 10^{-07}$
Alegria Norte	INA 20	IEM	886,61	111	775,61	39,24	$1,5 \times 10^{-07}$
Alegria Norte	INA 21	IEM	895	101	794	35,4	$7,9 \times 10^{-06}$
Alegria Norte	INA 34	IAG	943,18	159	784,18	140,78	$8,7 \times 10^{-08}$
Alegria Norte	INA 51	IAG	892,76	141,5	751,26	77,07	$2,9 \times 10^{-07}$
Alegria Norte	INA 54	IAG	792,92	185	607,92	17,9	$5,2 \times 10^{-07}$
Alegria Sul	INA 24	IEM	899,41	79,6	819,81	19,39	$1,2 \times 10^{-08}$
Alegria Sul	INA 36	IAG	863,07	79,45	783,62	10,82	$3,9 \times 10^{-07}$
Alegria Centro	INA 86	IMEG	847,87	199	648,87	87,65	$2,4 \times 10^{-07}$
Alegria Norte	INA 77	IEM	869	177	692	88,75	$2,6 \times 10^{-08}$
Alegria Sul	INA 78	IEM	828,25	177	651,25	54,41	$1,2 \times 10^{-08}$
Alegria Sul	INA 84	IAM	823	229	594	99,6	$6,5 \times 10^{-08}$
Germano	INA 30	IE	795,2	230	565,2	61,49	$1,8 \times 10^{-09}$
Germano	INA 58	IE	800,16	170	630,16	20,46	$6,5 \times 10^{-08}$

Obs.: O elevado valor da condutividade obtida no ensaio do INA 21, provavelmente, está associado a uma zona com alto grau de fraturamento, não sendo, portanto, representativo deste litotipo.

Assim como os resultados dos *packer tests*, os resultados dos ensaios de infiltração também foram agrupados em função da mineralogia predominante, com o objetivo de facilitar a interpretação das análises de fluxo. Os valores médios obtidos nos ensaios são:

$$- \quad IE = 7,96 \times 10^{-08} \text{ m/s}; \quad IM = 2,40 \times 10^{-07} \text{ m/s}; \quad IA = 2,70 \times 10^{-07} \text{ m/s}.$$

Como pode ser observado na Figura 5-33, há uma relativa discordância entre os resultados de condutividade hidráulica obtidos a partir dos *packer tests* e dos ensaios de infiltração. Os *packer tests* são realizados injetando-se água diretamente no maciço rochoso, enquanto nos ensaios de infiltração a água desce por gravidade em poços de monitoramento existentes. A variação observada nos litotipos IE e IM deve estar associada à presença de algumas assembleias mineralógicas (minerais secundários) e à metodologia aplicada em cada tipo de ensaio.

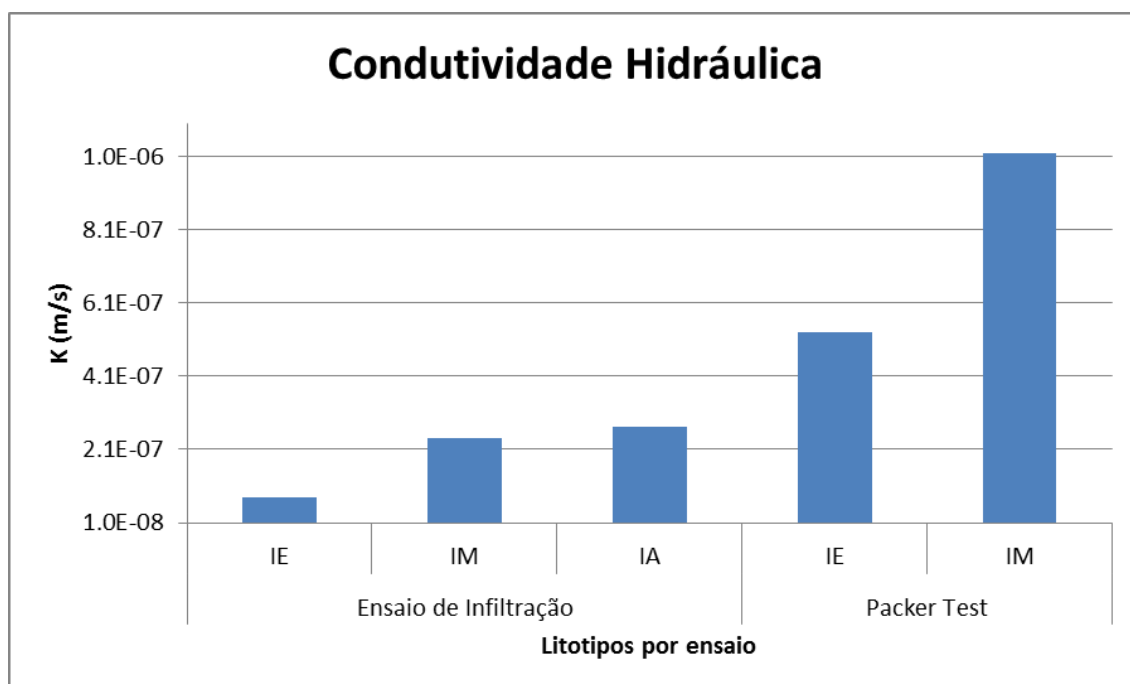


Figura 5-33: Gráfico comparativo dos resultados de condutividade hidráulica média por litotipo nos dois ensaios.

Os resultados completos dos ensaios de infiltração serão apresentados no Anexo IV.

5.4.2.3. Análise de Frequência de Fratura

Com o objetivo de entender a distribuição espacial da condutividade hidráulica da área de estudo, foi realizada uma análise estatística das descrições de sondagens para os dados de RQD e frequência de fratura por litotipo.

O fluxo de água através de um meio rochoso fraturado é proporcional à quantidade de fraturas e da conectividade entre elas. Os dados geotécnicos, discutidos anteriormente, foram convertidos em valores de condutividade hidráulica usando uma relação conhecida como a Lei Cúbica, demonstrada no Capítulo 2, em que a condutividade

hidráulica é proporcional ao cubo da abertura média de fraturas presentes no maciço rochoso (HOEK & BRAY, 1981).

Uma das variáveis da Lei Cúbica é a abertura de fraturas, dados que não podem ser facilmente obtidos, portanto, são geralmente estimados. Com o intuito de alcançar um valor próximo do valor real, os dados de condutividade hidráulica obtidos nos ensaios hidráulicos foram usados para calibrar o valor da abertura das fraturas (SCHLUMBERGER, 2012). Esta metodologia consiste em ajustar o valor da abertura da fratura de modo que o valor médio resultante da condutividade hidráulica seja igual ao valor médio da condutividade hidráulica calculada pelos ensaios hidráulicos. Os valores médios das aberturas das fraturas por litotipos obtidos por essa metodologia foram: IA: 0,0034mm; IE e IG: 0,0024mm; IM: 0,00455mm em Alegria Centro e IA: 0,0025mm; IE e IG: 0,0027mm; IM: 0,0042mm; FL: 0,0021mm em Alegria Sul. Assim, a distribuição de condutividade hidráulica dos diferentes litotipos pode ser obtida de acordo com os gráficos da Figura 5-34 (Alegria Centro) e Figura 5-35 (Alegria Sul).

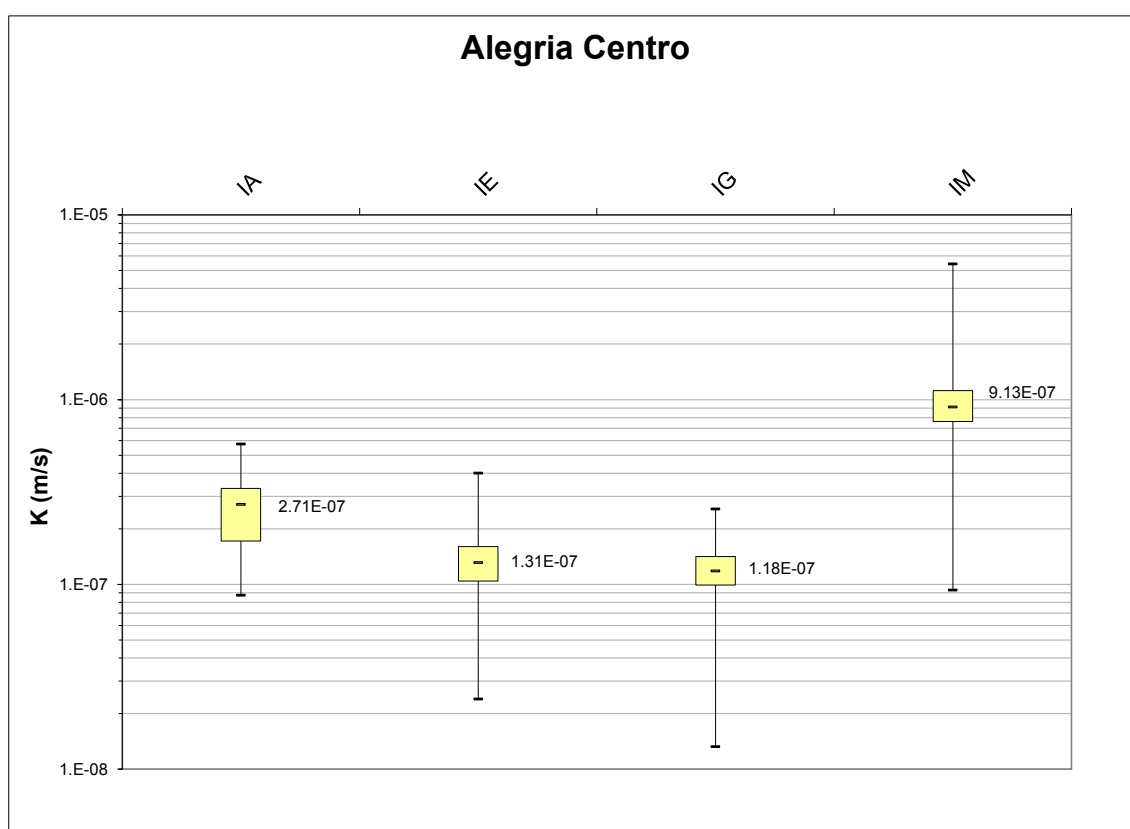


Figura 5-34: Variação da condutividade hidráulica por litotipo em Alegria Centro.

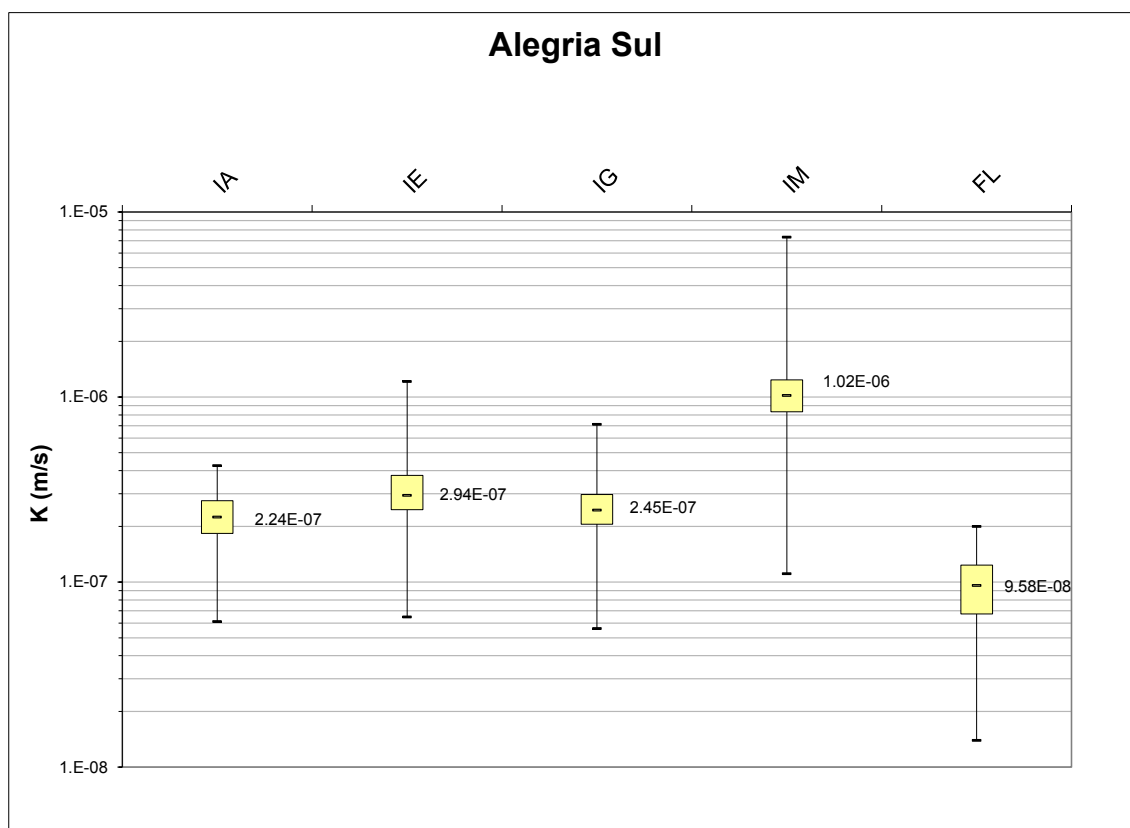


Figura 5-35: Variação da condutividade hidráulica por litotipo em Alegria Sul.

Conforme mostra o gráfico das figuras 5-34 e 5-35, a distribuição da condutividade hidráulica das minas Alegria Centro e Alegria Sul têm valores médios da mesma ordem de grandeza para os principais litotipos, indicando certa homogeneidade dos litotipos locais. A exceção ocorre no Filito Batatal. Como não foram realizados ensaios nesta litologia, a abertura das fraturas foi calculada de modo a que a condutividade hidráulica média fosse, pelo menos, um grau de grandeza menor do que a formação ferrífera, que é de cerca de $1,0 \times 10^{-7}$ m/s, condutividade média desta formação (MOURÃO, 2007).

Em relação à distribuição de frequência de fraturas em profundidade para as minas Alegria Centro (Figura 5-36) e Alegria Sul (Figura 5-37), nota-se que a distribuição é homogênea, em profundidade, sem qualquer alteração no padrão, o que implica também uma distribuição homogênea da condutividade hidráulica.

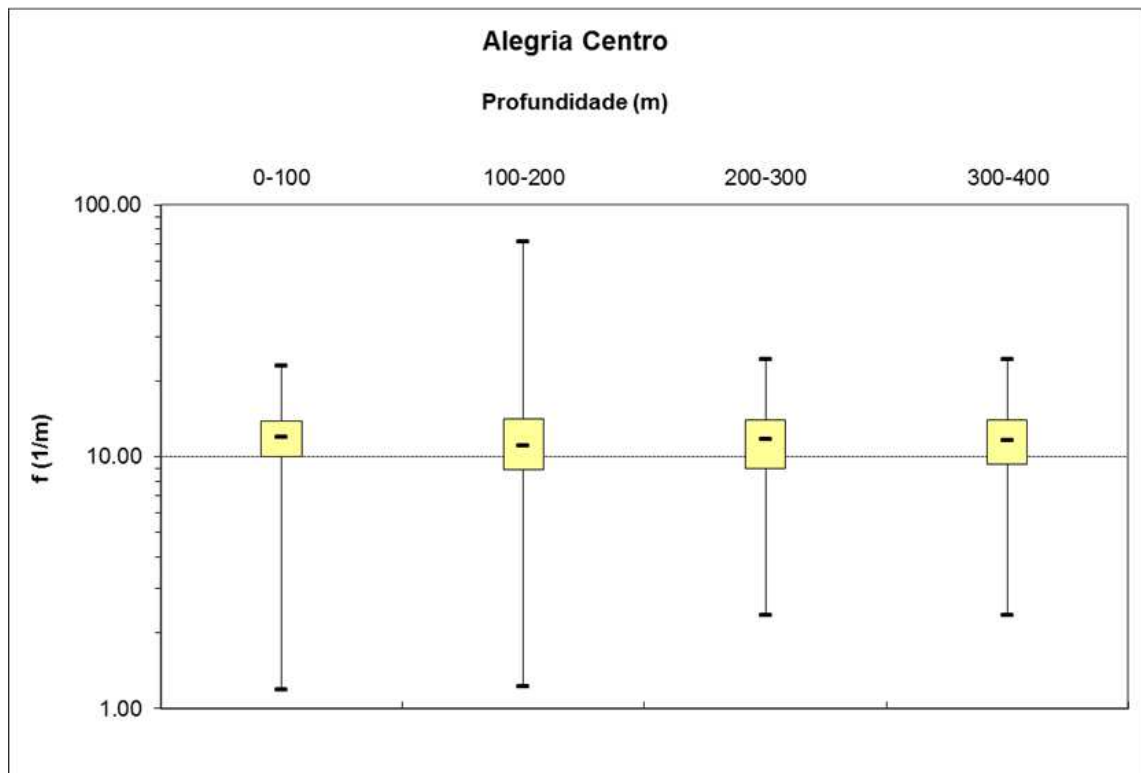


Figura 5-36: Grau de Fraturamento x Profundidade – Alegria Centro.

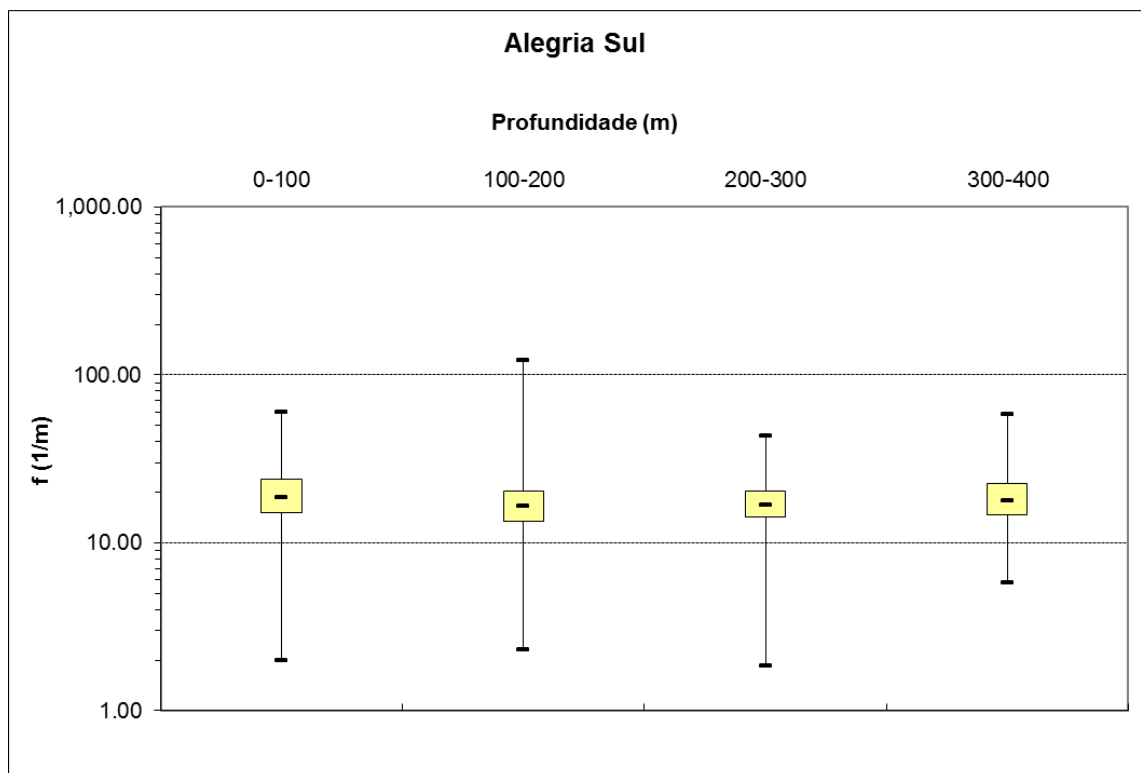


Figura 5-37: Grau de Fraturamento x Profundidade – Alegria Sul.

Pelos gráficos das figuras abaixo verifica-se o valor médio da condutividade hidráulica do maciço rochoso na área de estudo, sendo que em Alegria Sul este parâmetro é moderadamente mais alto, consistente, portanto, com o gráfico da Figura 5-37. Assim

como o grau de fraturamento, a condutividade hidráulica permanece relativamente constante em profundidade nas duas minas, conforme indicado nas figuras 5-38 e 5-39. Este aspecto é uma indicação de que o grau de fraturamento é homogêneo, entre a superfície e, aproximadamente, 400 metros de profundidade, como mostram as figuras 5-36 e 5-37.

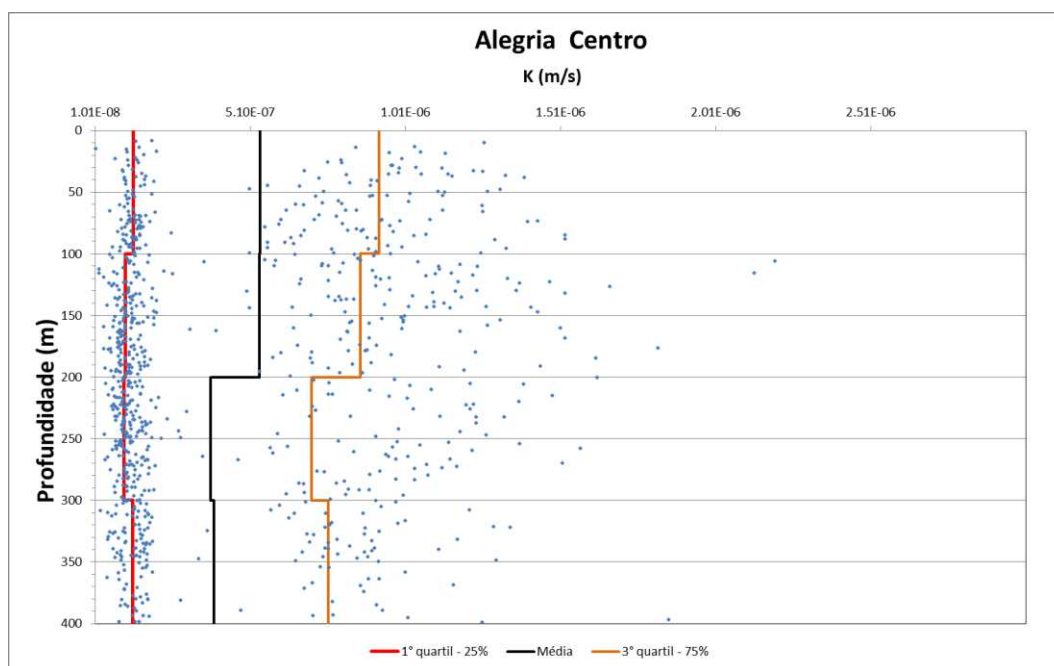


Figura 5-38: Condutividade Hidráulica média x Profundidade – Alegria Centro.

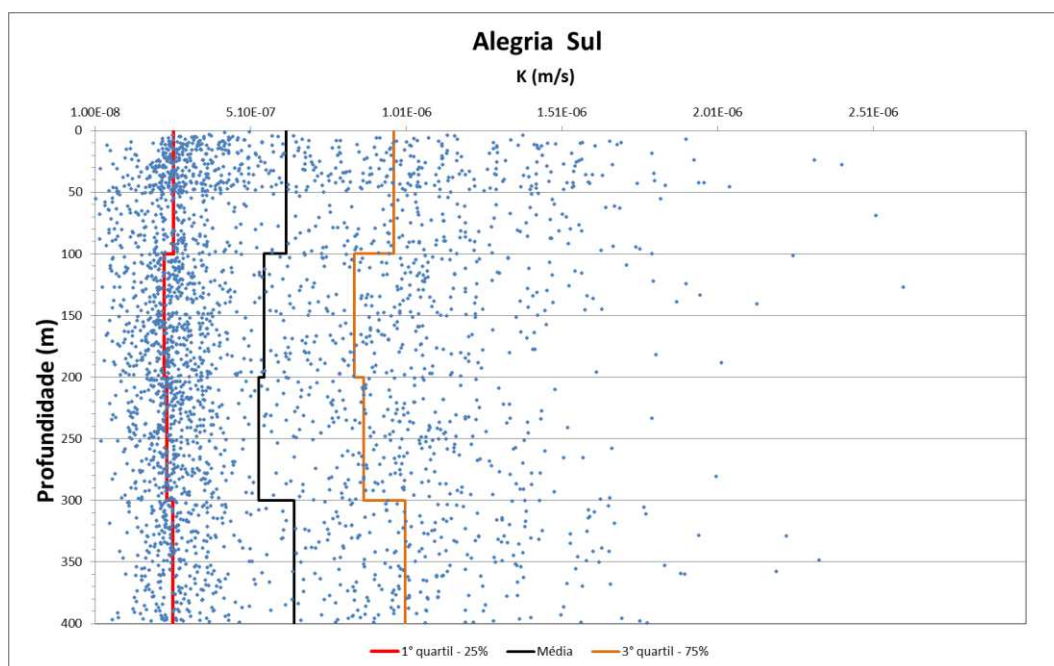


Figura 5-39: Condutividade Hidráulica média x Profundidade – Alegria Sul.

As análises realizadas indicam um intervalo de condutividade hidráulica para o maciço como um todo entre $9,58 \times 10^{-8}$ m/s (mínimo) e $1,02 \times 10^{-6}$ m/s (máximo), com um valor médio de $3,68 \times 10^{-7}$ m/s, compatível com os valores obtidos a partir dos *packer tests* e ensaios de infiltração. A Tabela 5-18 apresenta um resumo dos resultados das análises conduzidas para estimativa dos valores de condutividade hidráulica dos itabiritos nas minas de Alegria Centro e Alegria Sul.

Tabela 5-18: Resumo dos valores de condutividade hidráulica estimados.

Mina	Litologias Testadas	Condutividade Hidráulica (m/s)		
		Mín.	Máx.	Média
Alegria Centro	IA	8.74×10^{-08}	5.75×10^{-07}	2.71×10^{-07}
	IE	2.40×10^{-08}	4.01×10^{-07}	1.31×10^{-07}
	IG	1.32×10^{-08}	2.56×10^{-07}	1.18×10^{-07}
	IM	9.41×10^{-08}	5.43×10^{-06}	9.13×10^{-07}
Alegria Sul	IA	6.11×10^{-08}	4.25×10^{-07}	2.24×10^{-07}
	IE	6.47×10^{-08}	1.21×10^{-06}	2.94×10^{-07}
	IG	5.61×10^{-08}	7.1×10^{-07}	2.45×10^{-07}
	IM	1.11×10^{-07}	7.32×10^{-06}	1.02×10^{-06}
	FL	1.39×10^{-08}	2.00×10^{-07}	9.58×10^{-08}

5.4.2.1. Condutividade Hidráulica a Carga Variável

Os ensaios de condutividade hidráulica saturada são amplamente utilizados na prática, sendo padronizados pela ABNT. Para caracterização de amostra de solos argilosos, o ensaio mais comum é o de carga variável definido pela norma NBR 14545/2000.

Os ensaios ficaram restritos ao litotipo IAG, devido à dificuldade de se moldar os corpos de prova em função da forte anisotropia (Figura 5-40).



Figura 5-40: Fotos da amostra do Ponto 09 mostrando as condições de anisotropia do bloco.

Na Tabela 5-19 abaixo apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios.

Tabela 5-19: Resultados obtidos nos ensaios de determinação de permeabilidade.

Amostra	Litotipo	Referência	Direção	K (m/s)
		Nº do ensaio		
Ponto 01 (AL345)	IAG	PER 12-003	Kv	2.18×10^{-06}
		PER 12-005	Kh	2.18×10^{-06}
Ponto 01A (AL345)	IAG	PER 12-007	Kv	2.74×10^{-06}
		PER 12-008	Kh	2.92×10^{-06}
Ponto 02 (AL345)	IAG	PER 12-001	Kv	2.22×10^{-06}
		PER 12-002	Kh	3.84×10^{-06}
Ponto 08 (AL345)	IAG	PER 12-004	Kv	2.69×10^{-06}
		PER 12-006	Kh	1.18×10^{-06}
Ponto 10 (AL 06)	IAG	PER 11 126	Kv	7.99×10^{-07}
		PER 11-127	Kh	1.00×10^{-06}

No geral os valores de condutividade hidráulica nas duas direções, vertical (K_v) e horizontal (K_h), foram próximos, com uma variação, na direção horizontal (K_h), de até 1,75 vezes maior e uma média de $2,17 \times 10^{-06}$ m/s.

Verifica-se que a estimativa baseada nos ensaios em permeâmetro resultou em maiores valores de condutividade hidráulica, quando comparados aos valores finais dos ensaios de infiltração. A diferença de magnitude da condutividade hidráulica estimada através dos dois métodos é de cerca de uma ordem de grandeza. Verifica-se desta forma, que a atuação da contrapressão para aceleração do fluxo induz comportamentos distintos nos dois ensaios, levando a estimativas diferentes da condutividade hidráulica. A estimativa por meio de ensaio de infiltração apresenta resultados mais próximos aos valores esperados.

5.4.3. *Resumo dos Parâmetros Hidráulicos*

Adotando o mesmo critério utilizado para os parâmetros geomecânicos, os litotipos foram agrupados em função da mineralogia predominante. Os resultados encontrados nos ensaios permitiram concluir que os valores de condutividade hidráulica para os litotipos derivados da mesma mineralogia principal são muito próximos entre eles. Os parâmetros foram assumidos os mesmos entre as diferentes classes geomecânicas para cada litotipo, isso porque, nas análises de frequência de fraturas, apresentadas anteriormente, concluiu-se que o grau de fraturamento é distribuído de forma homogênea em profundidade, independente da classe de maciço, conforme mostram as figuras 5-31 e 5-32. A tabela abaixo apresenta os valores médios de condutividade

hidráulica (K) admitidos com base nos resultados dos ensaios e análises realizadas, para os litotipos presentes na área de estudo.

Tabela 5-20: Valores de condutividade hidráulica admitidos para as análises de fluxo.

Litologia	K (m/s)
IE	$7,54 \times 10^{-07}$
IM	$9,09 \times 10^{-07}$
IA	$2,64 \times 10^{-07}$
IG	$1,82 \times 10^{-07}$
FL	$9,58 \times 10^{-08}$
QZ	$3,33 \times 10^{-09}$

5.5. Análises de Fluxo e de Estabilidade

Neste capítulo são apresentadas as análises de fluxo e de estabilidade das quatro seções presentes na área de estudo (Figura 5-41), utilizando as ferramentas metodológicas de análise numérica descritas no Capítulo 4. Além das análises de fluxo da superfície topográfica atual (2013), foram realizadas análises bidimensionais de fluxo e de estabilidade dos taludes das cavas finais (2053). Os parâmetros de resistência e parâmetros hidráulicos utilizados nas análises foram interpretados a partir de ensaios, conforme resultados apresentados nos itens 5.3 e 5.4 deste capítulo.

As análises de fluxo foram realizadas, primeiramente, na topografia atual (2013) a fim de ajustar as condições de contorno para o rio Piracicaba, que atravessa a área de estudo, e para o nível d'água subterrânea (N.A.) em cada uma das seções, conforme os procedimentos descritos no capítulo anterior, para análise bidimensional utilizando o conjunto de ferramentas numéricas do *software* SLIDE da Rocscience Inc. (versão 6.0). A partir destas foram realizadas as análises de fluxo e de estabilidade dos taludes para a condição de cava final, cujos resultados forneceram a provável superfície de ruptura e o menor fator de segurança encontrado.

Em seguida são apresentadas as seções analisadas para a situação atual (2013), representadas pelas figuras 5-42, 5-43, 5-44 e 5-45, com suas litologias e respectivas classes geomecânicas. Nota-se que, a situação do N.A. também está representada em cada uma das seções.

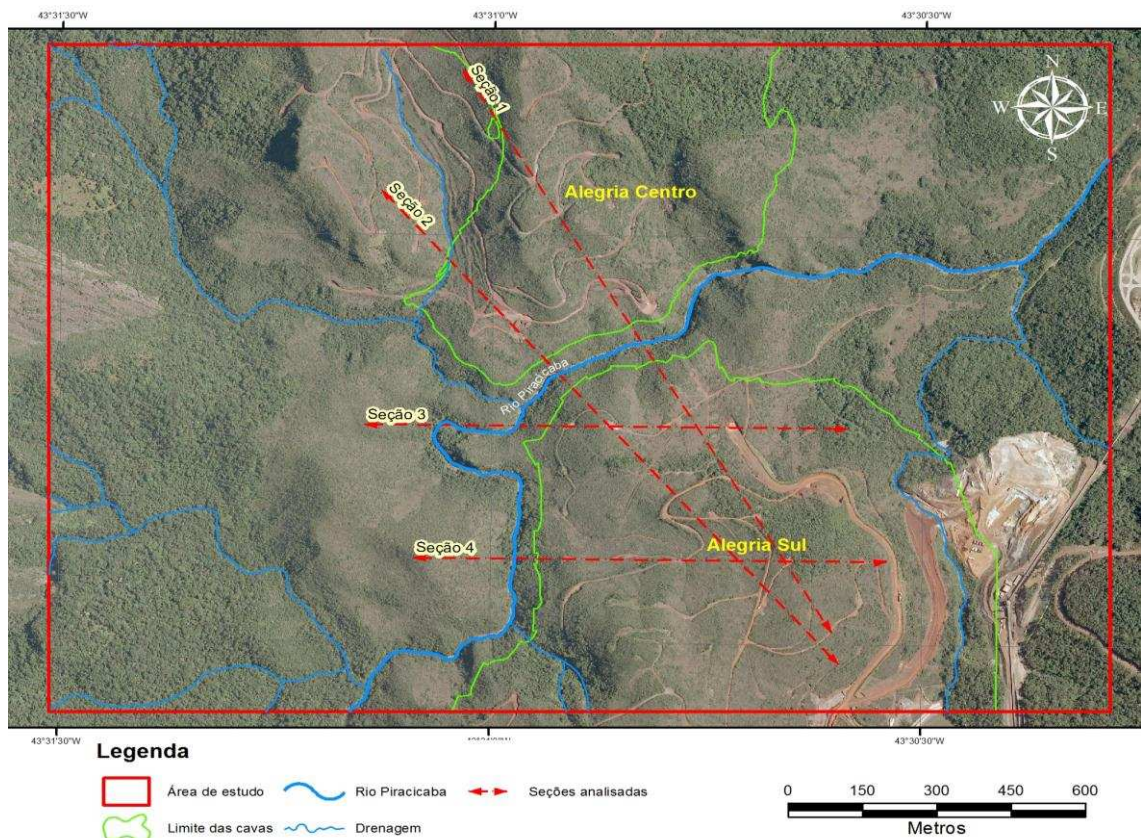


Figura 5-41: Mapa de localização das seções analisadas.

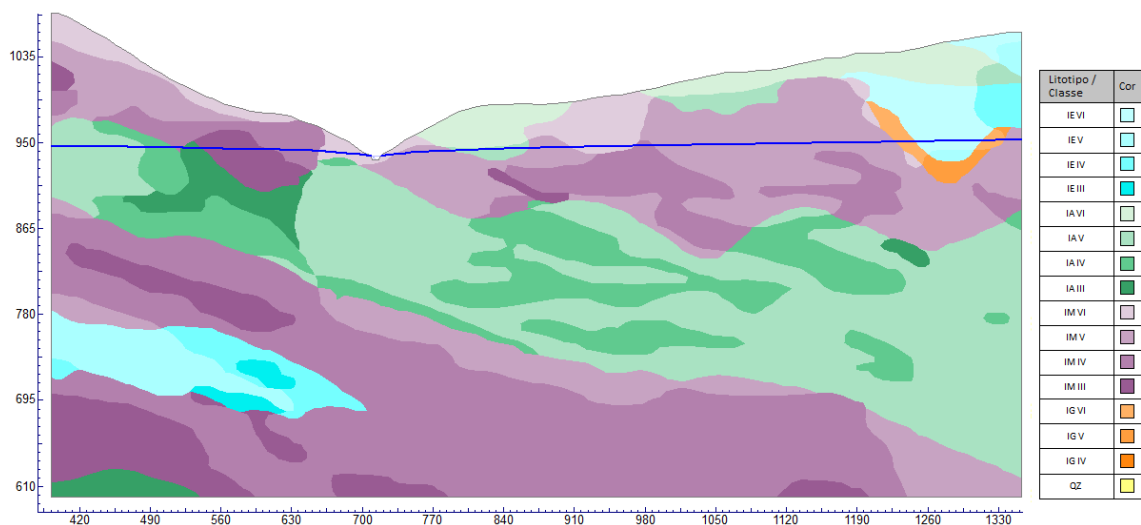


Figura 5-42: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 1 (NW-SE) – topografia atual.

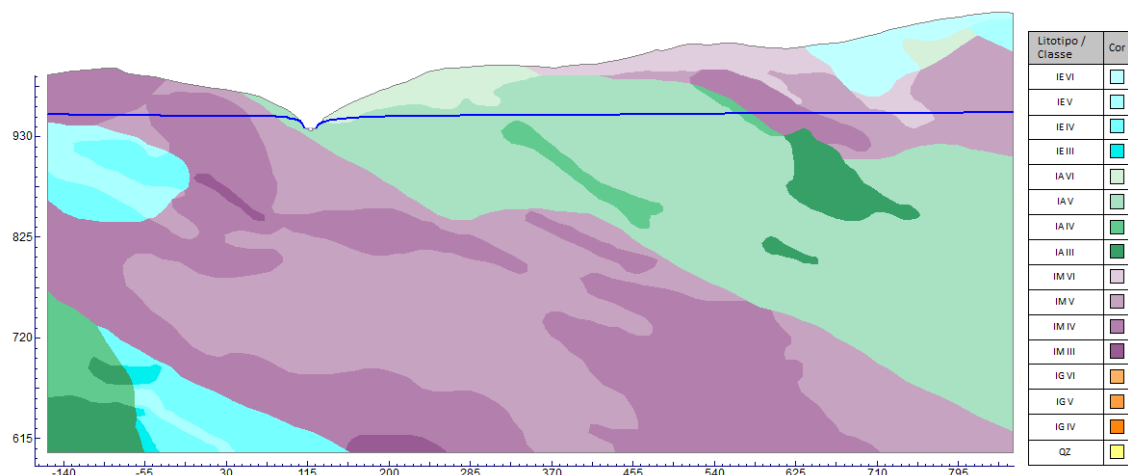


Figura 5-43: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 2 (NW-SE) – topografia atual.

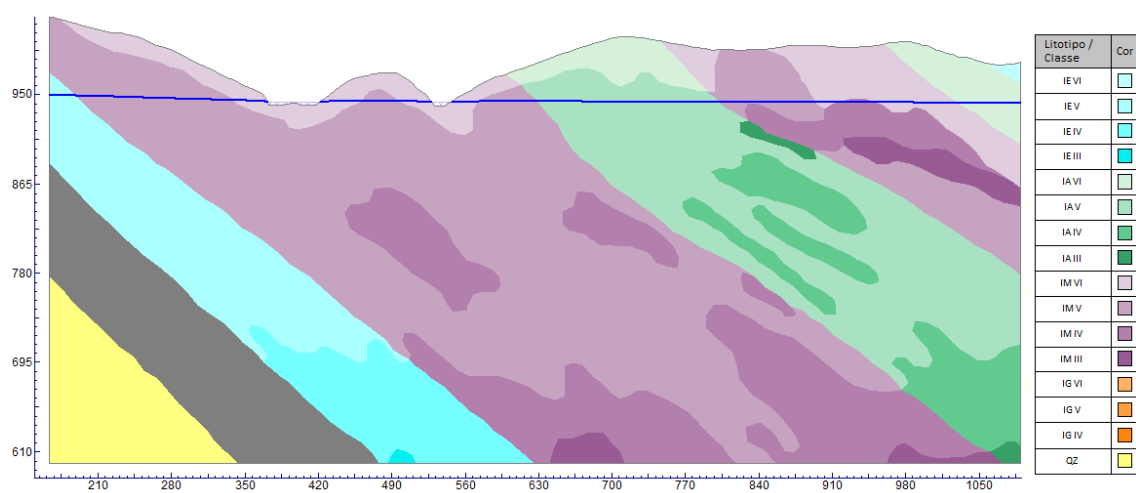


Figura 5-44: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 3 (W-E) – topografia atual.

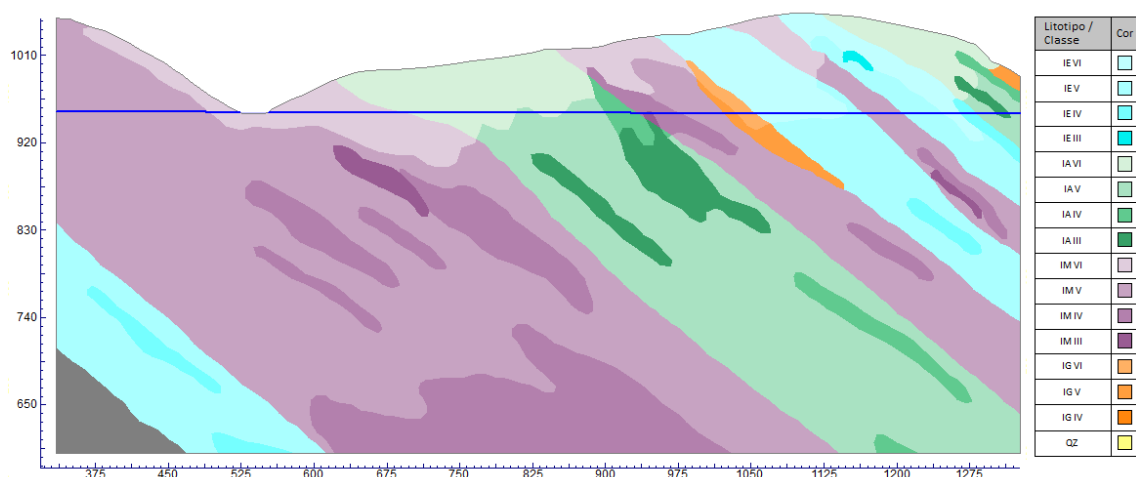


Figura 5-45: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 4 (W-E) – topografia atual.

Abaixo mostram-se as seções representativas das cavas finais indicando os litotipos e classes geomecânicas relacionadas que ficarão expostos nos taludes globais.

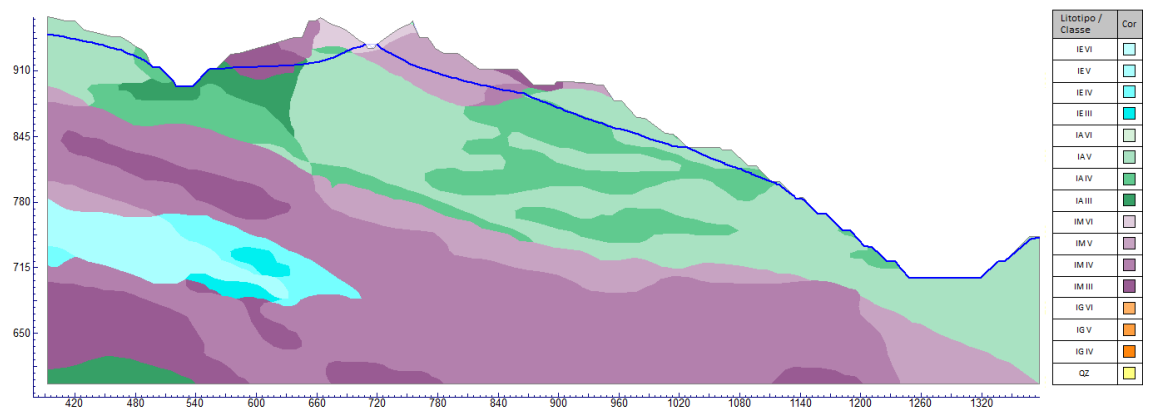


Figura 5-46: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 1 (NW–SE) - Cava Final.

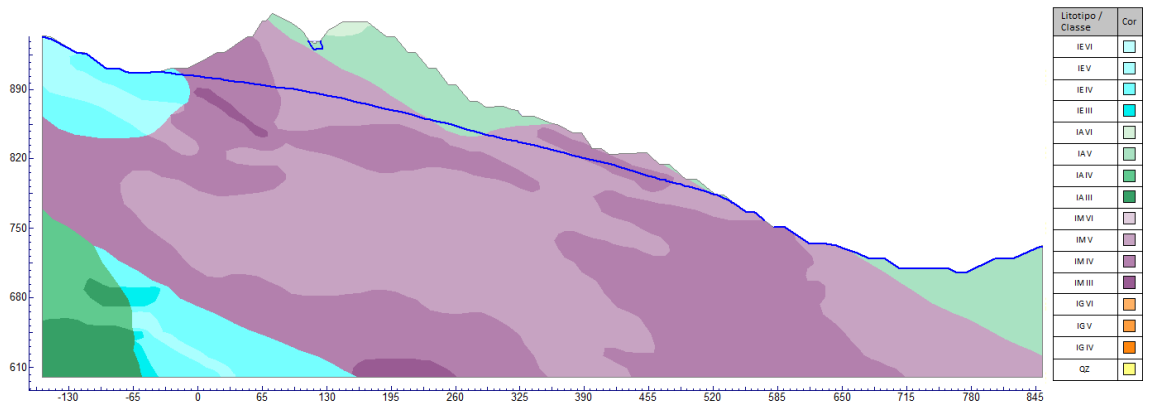


Figura 5-47: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 2 (NW–SE) - Cava Final.

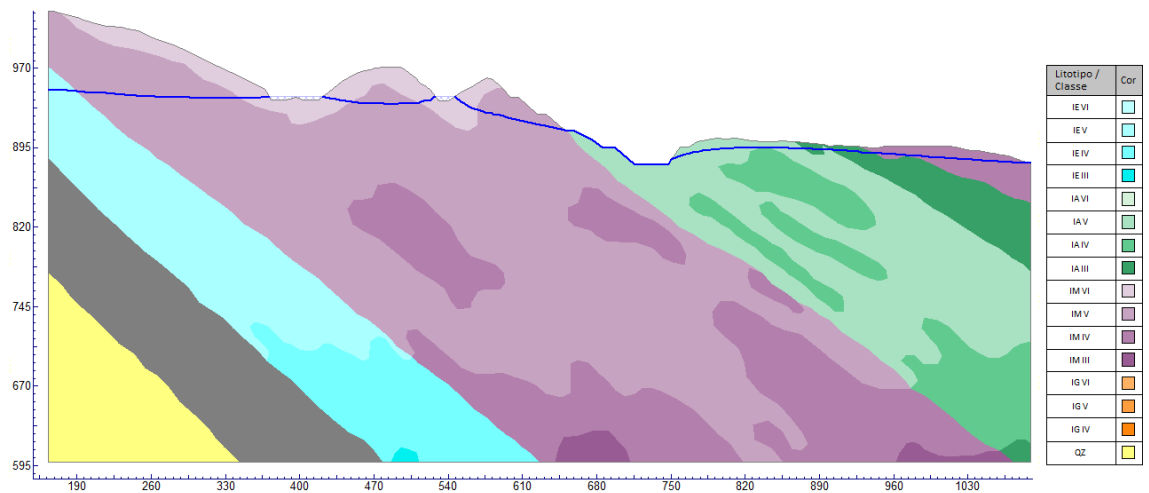


Figura 5-48: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 3(W–E) - Cava Final.

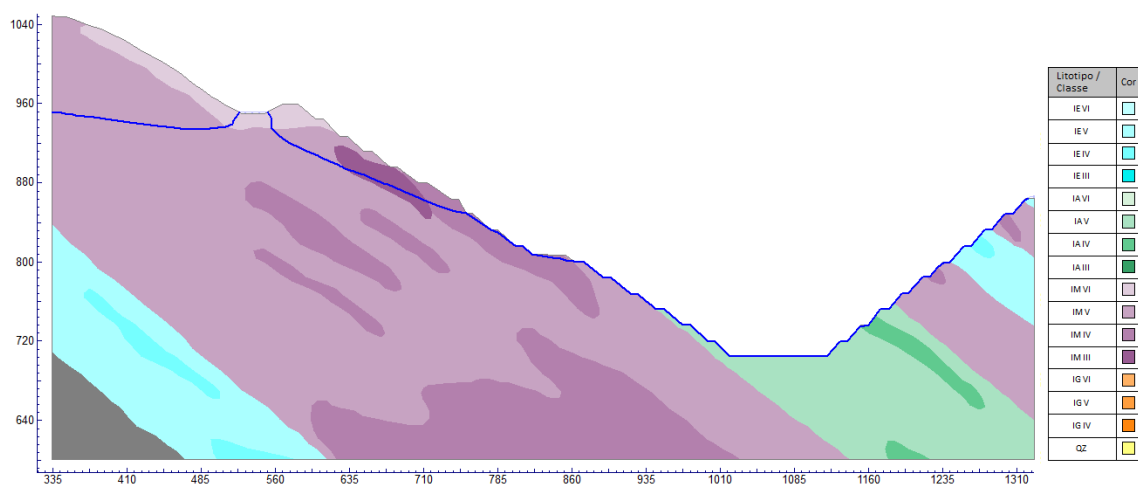


Figura 5-49: Litologia e respectivas classes geomecânicas da Seção 4 (W-E) - Cava Final.

Em seguida são apresentados os resultados entre os casos analisados.

5.5.1. Análises de Fluxo Estacionário

A análise de fluxo estacionário foi realizada no intuito de fornecer as condições de contorno do N.A. e os dados de poropressão para posterior análise de estabilidade de talude.

As figuras abaixo ilustram as unidades hidroestratigráficas e suas relativas propriedades hidráulicas das quatro seções interpretadas, nas superfícies topográficas atuais (2013), para estabelecer as condições hidrostáticas de contorno.

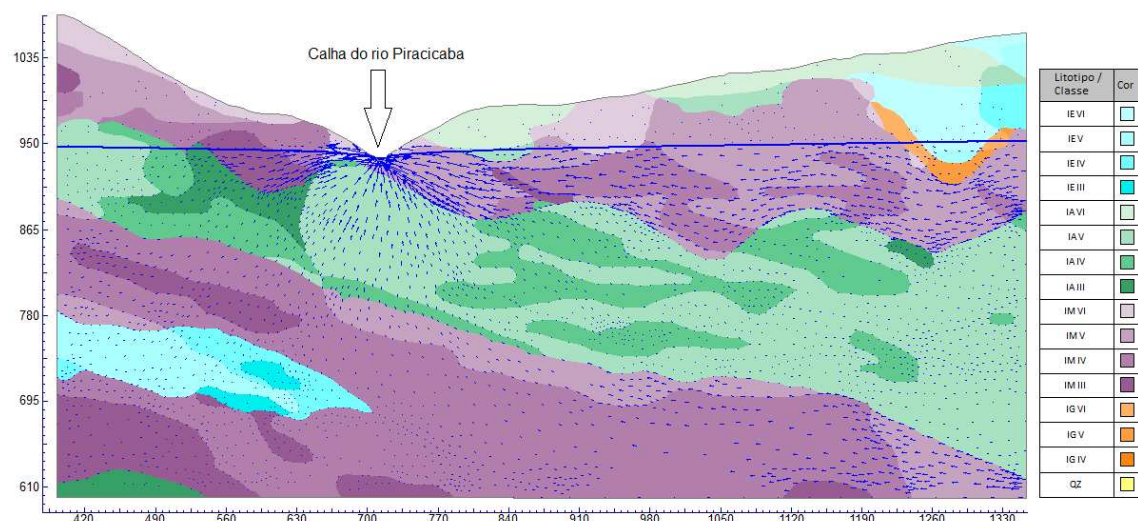


Figura 5-50: Vetores de velocidade ao longo Seção 1 (NW-SE) e suas interações com o rio.

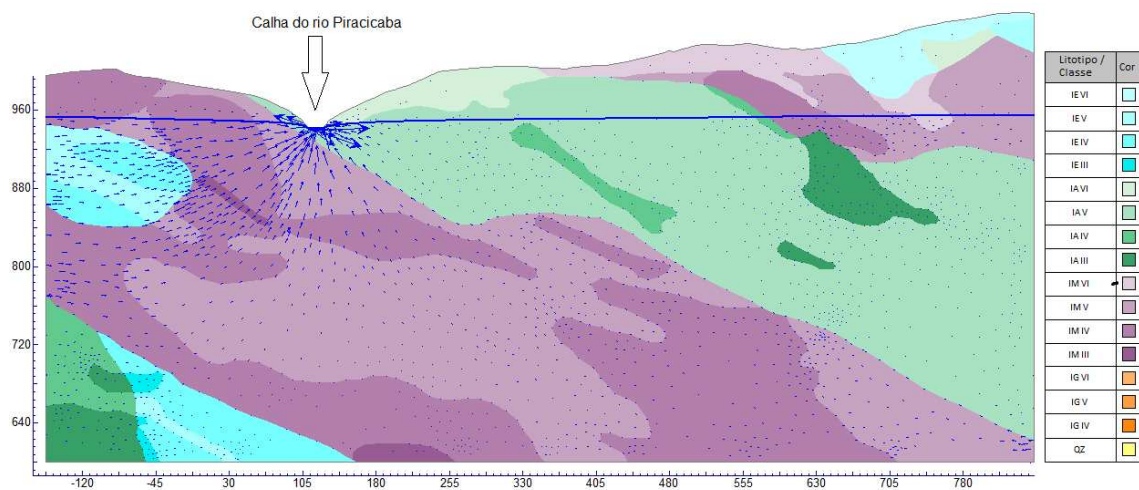


Figura 5-51: Vetores de velocidade ao longo Seção 2 (NW-SE) e suas interações com o rio.

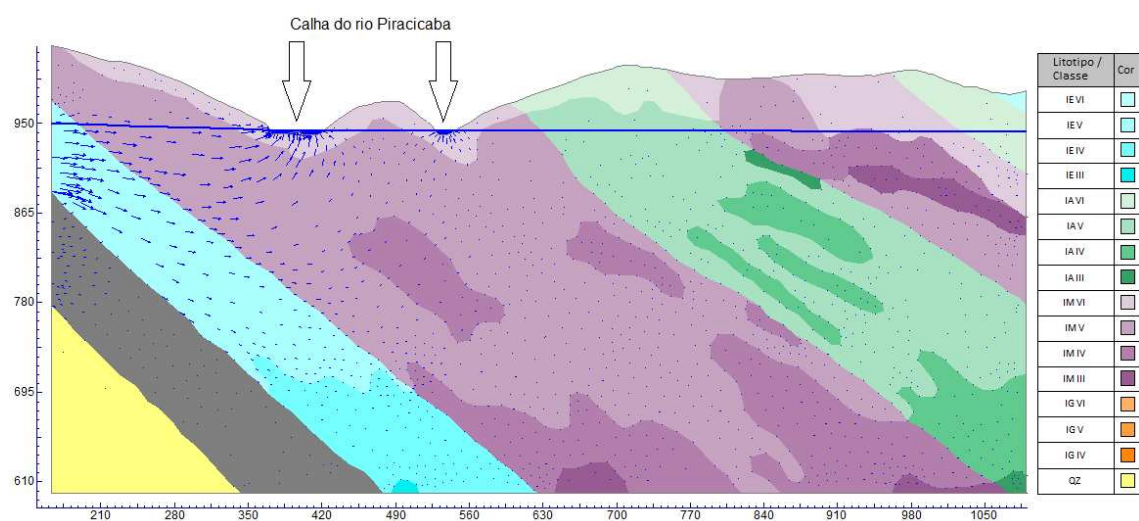


Figura 5-52: Vetores de velocidade ao longo Seção 3 (W-E) e suas interações com o rio.

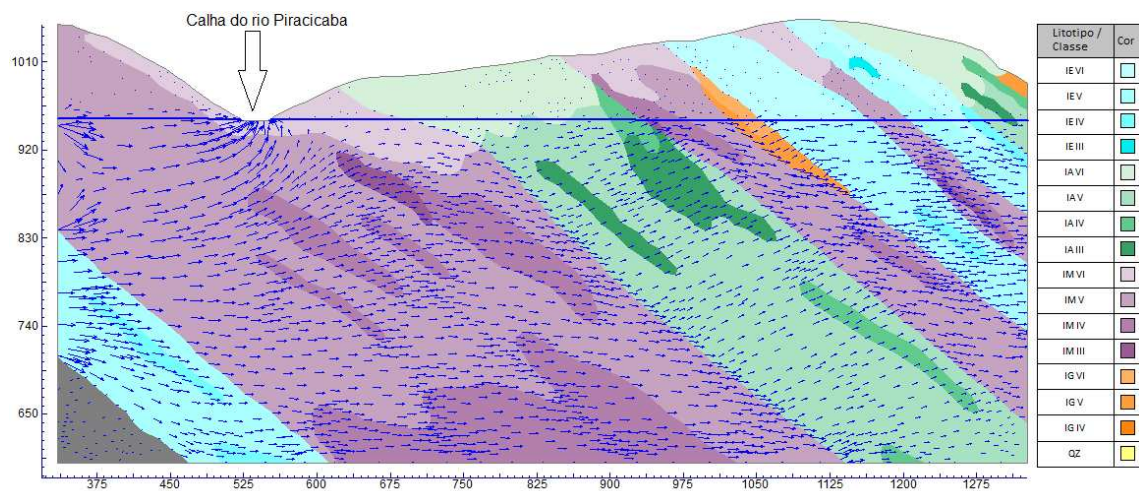


Figura 5-53: Vetores de velocidade ao longo Seção 4 (W-E) e suas interações com o rio.

Nas figuras a seguir apresentam-se as seções analisadas na condição atual (2013), em que são representadas a distribuição das poropressões e o N.A. inicial.

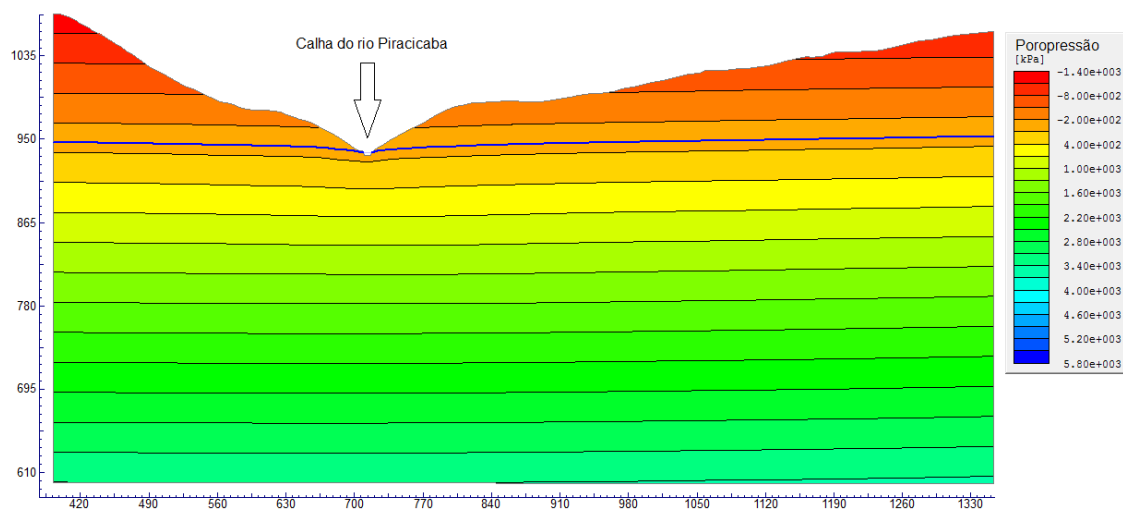


Figura 5-54: Distribuição das poropressões ao longo Seção 1 (NW-SE) e representação do N.A. inicial.

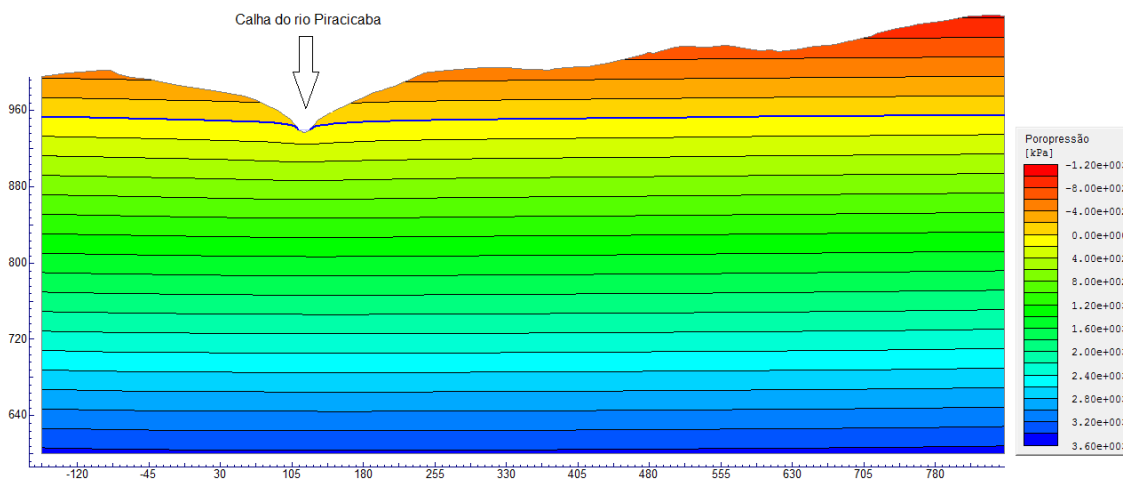


Figura 5-55: Distribuição das poropressões ao longo Seção 2 (NW-SE) e representação do N.A. inicial.

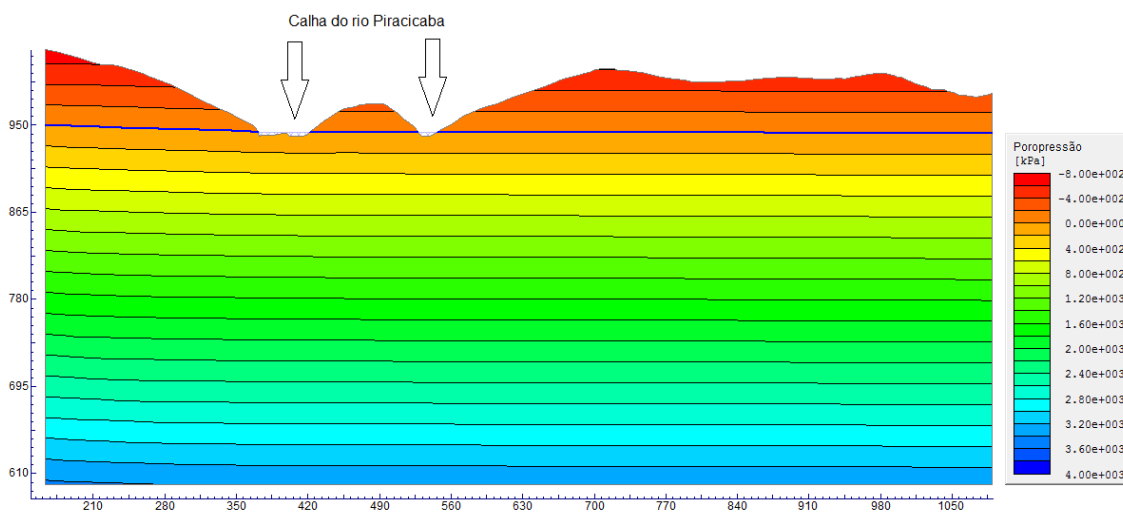


Figura 5-56: Distribuição das poropressões ao longo Seção 3 (W-E) e representação do N.A. inicial.

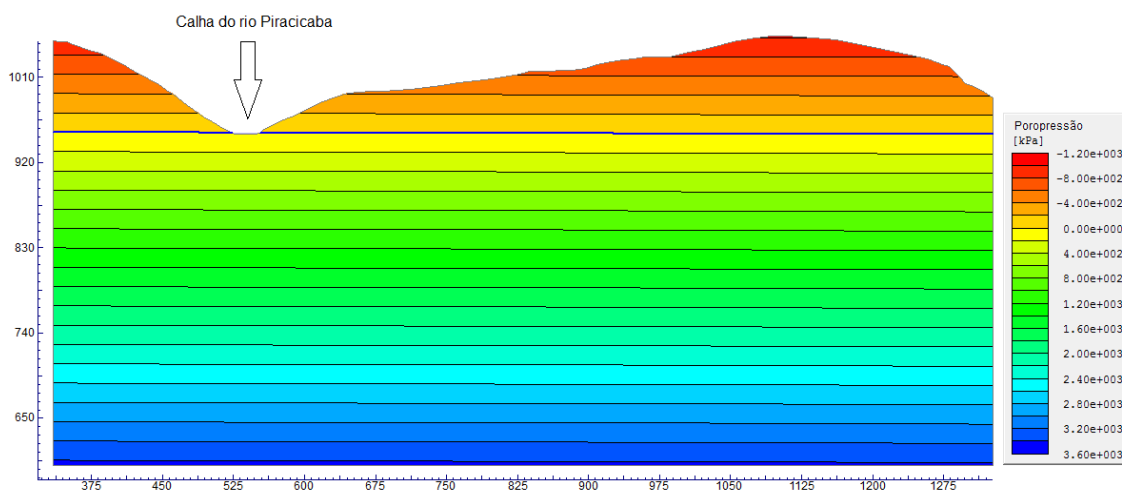


Figura 5-57: Distribuição das poropressões ao longo Seção 4 (W-E) e representação do N.A. inicial.

Conforme esperado, foi obtida uma distribuição de poropressão que varia linearmente com a profundidade em todas as seções analisadas. Esta distribuição corresponde a uma condição hidrostática, em que o fluxo vertical ocorre apenas em direção à calha do rio Piracicaba, caracterizando-o como um rio efluente, ou seja, quando o nível freático está acima do curso de água e a água subterrânea alimenta este rio.

Nas próximas figuras apresentam-se as seções analisadas na geometria de cava final (2053), em que são representadas a distribuição das poropressões e o N.A. calculado pelo *software*.

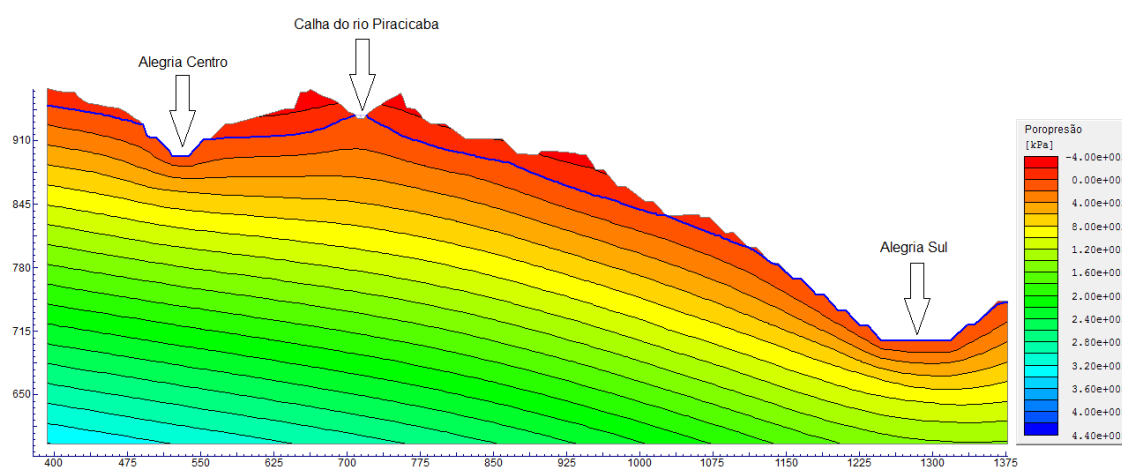


Figura 5-58: Distribuição das poropressões ao longo Seção 1 (NW-SE) e representação do N.A. calculado.

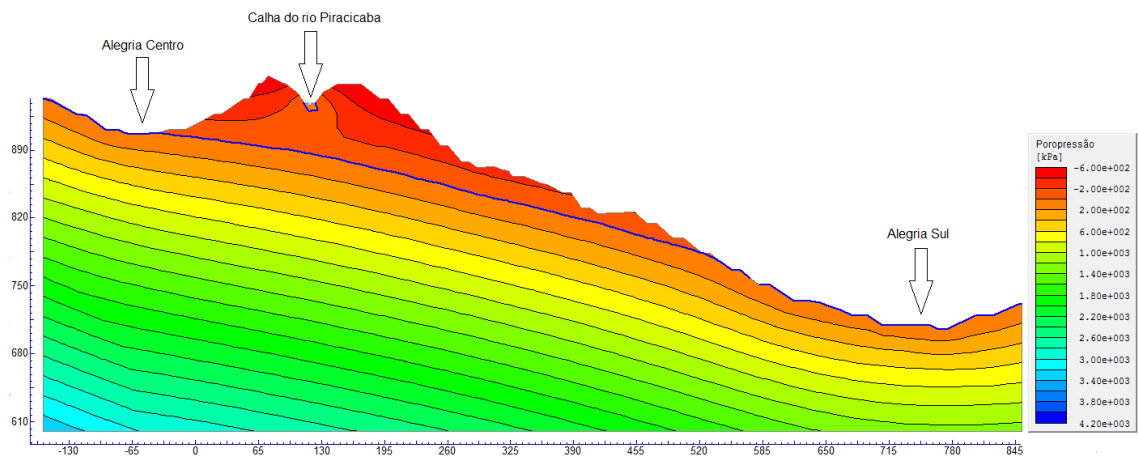


Figura 5-59: Distribuição das poropressões ao longo Seção 2 (NW-SE) e representação do N.A. calculado.

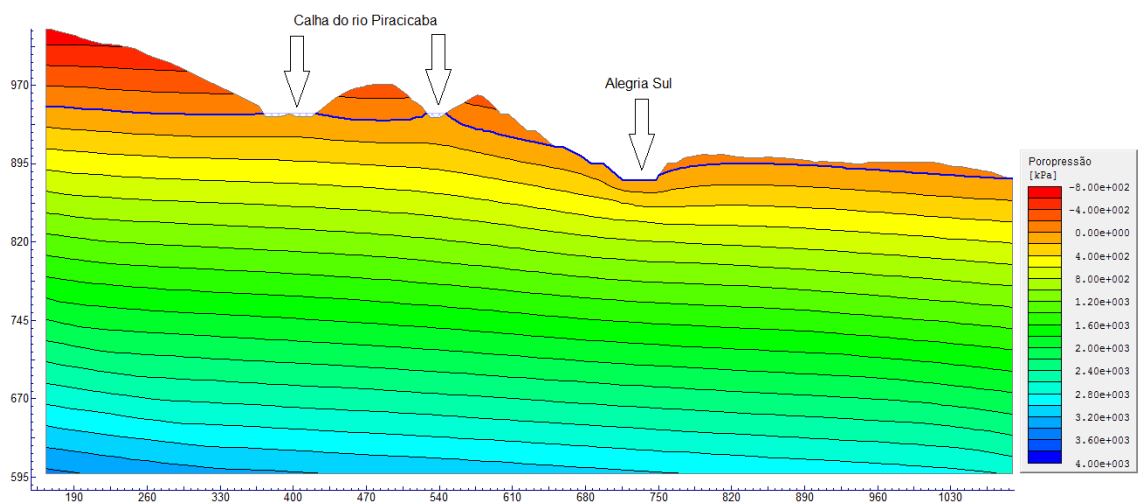


Figura 5-60: Distribuição das poropressões ao longo Seção 3 (W-E) e representação do N.A. calculado.

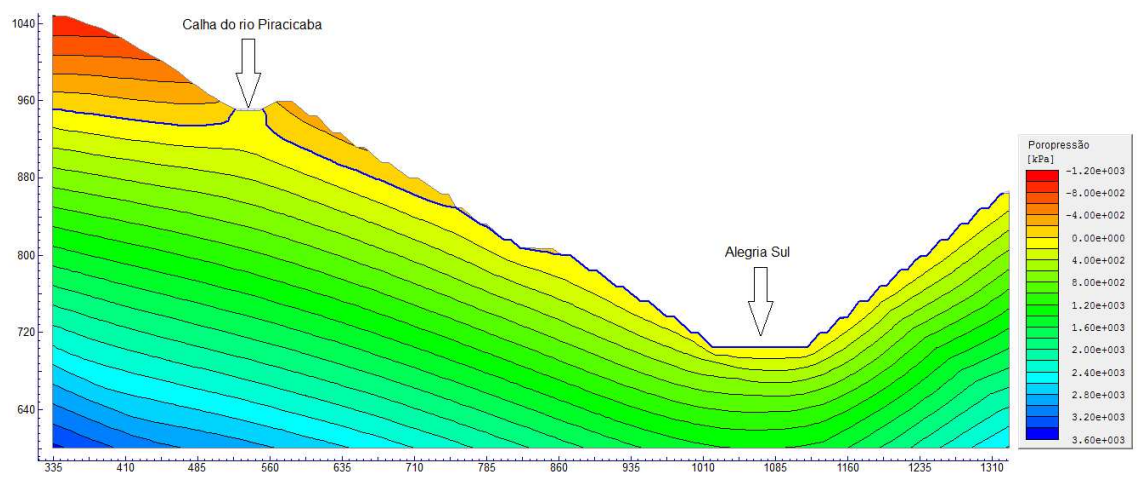


Figura 5-61: Distribuição das poropressões ao longo Seção 4 (W-E) e representação do nível d'água calculado.

Ao contrário do que acontecem para as situações da topografia atual (2013), as poropressões nas seções analisadas para a geometria de cava final (2053) são distribuídas de forma oblíqua, o que sugere uma condição hidrostática em que o fluxo de água ocorre em direção ao fundo das cavas projetadas. Desta forma, o rio Piracicaba, que antes tinha um comportamento efluente, agora passa a ter um comportamento influente, ou seja, quando o nível freático está por baixo do leito do curso de água e a água escoar para dentro do maciço (Figura 5-62).

Além disso, percebe-se um aumento significativo das poropressões na base dos taludes globais, onde as linhas de valores são mais próximas, em função das profundidades relativas atingidas abaixo no nível do lençol freático. As figuras abaixo (Figura 5-63 à Figura 5-66) mostram esta condição nas quatro seções interpretadas, indicando a direção do fluxo de água subterrânea e o grande aporte nos fundos das cavas.

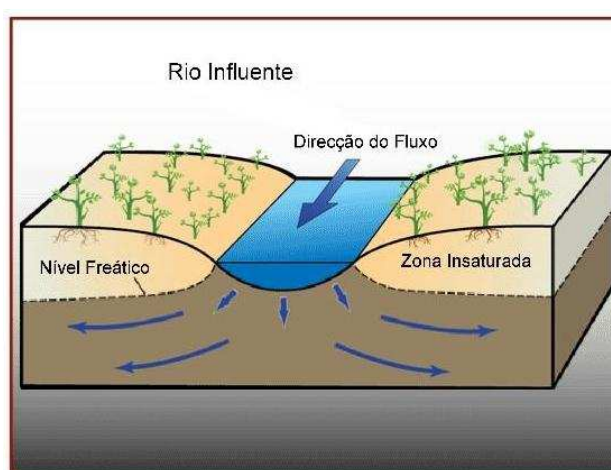


Figura 5-62: Característica do rio influente. Fonte: modificado de *Commonwealth of Australia* 2006.

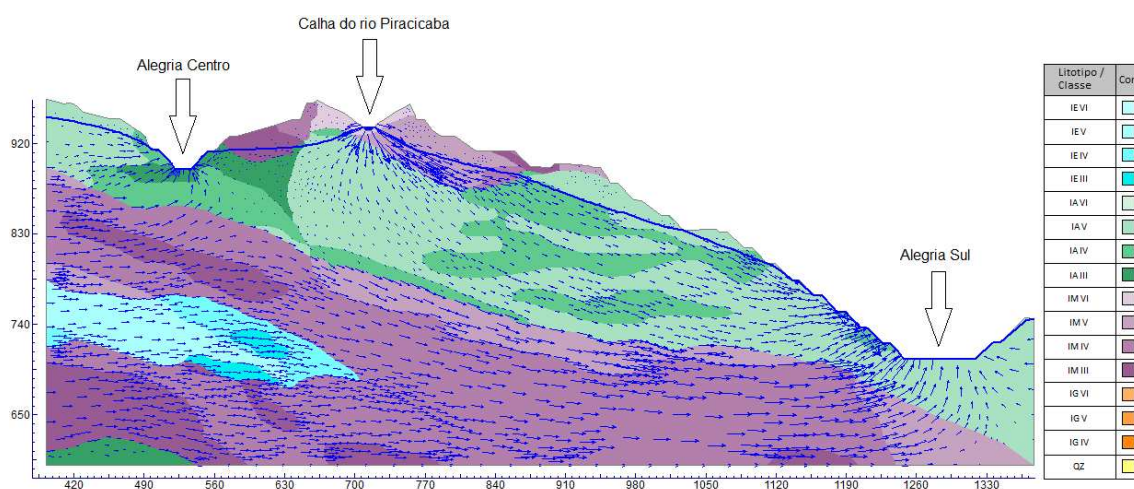


Figura 5-63: Vetores de velocidade ao longo Seção 1 (NW-SE) e suas interações com as cavas Alegria Centro e Sul.

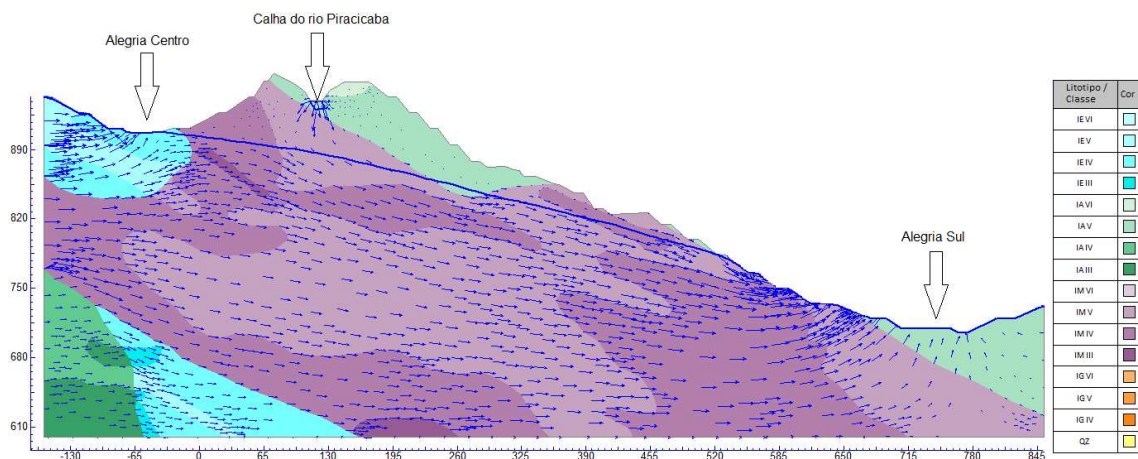


Figura 5-64: Vetores de velocidade ao longo Seção 2 (NW-SE) e suas interações com as cavas Alegria Centro e Sul.

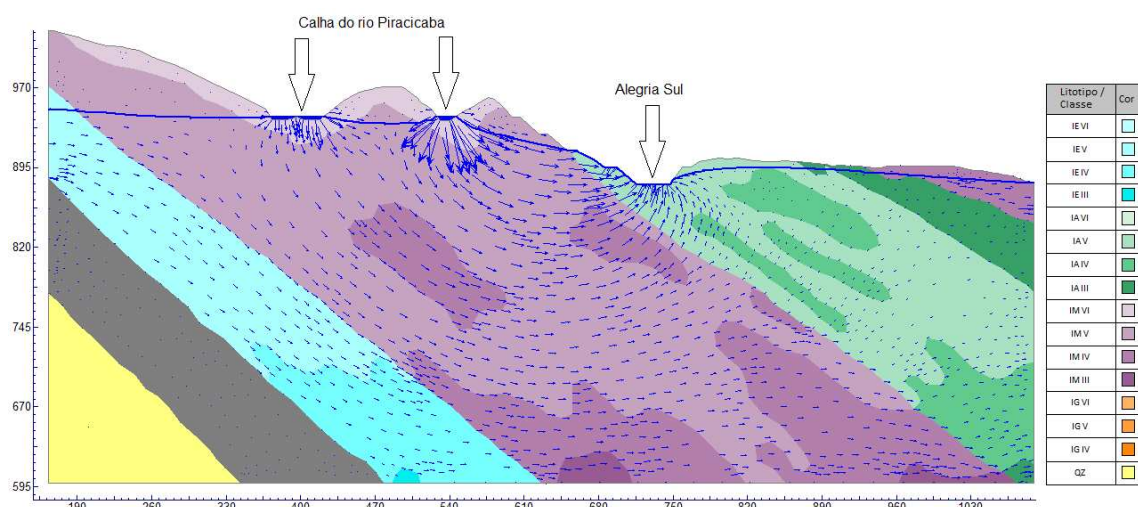


Figura 5-65: Vetores de velocidade ao longo Seção 3 (W-E) e suas interações com a cava Alegria Sul.

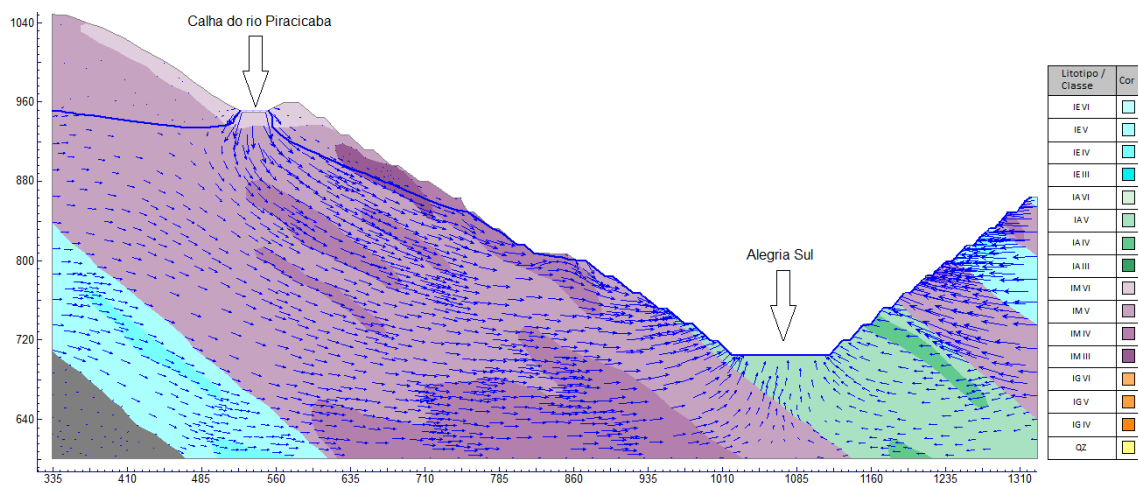


Figura 5-66: Vetores de velocidade ao longo Seção 4 (W-E) e suas interações com a cava Alegria Sul.

5.5.2. Análises de Estabilidade

Análises de estabilidade foram realizadas nas seções representadas pela geometria das cavas finais (2053), conforme métodos estabelecidos no Capítulo 4, considerando a condição do N.A. não rebaixado e após o rebaixamento. O método de análise utilizado para apresentação dos resultados dos fatores de segurança obtidos foi o Método de Bishop Simplificado. A diferença entre os resultados obtidos neste método para os demais métodos analisados (Morgenstern-Price, Janbu Corrigido e Spencer), após atingir a condição de estabilização, é de menos de 5%.

Contudo, caso possa ser admitido sem grandes erros que a condição de fluxo no instante da ruptura seja a condição estacionária, foram realizadas análises em que se observam as poropressões ao longo do maciço e a concordância do N.A. calculado (figuras 5-58, 5-59, 5-60 e 5-61). As aplicações das condições de contorno para estas análises obedeceram às condições da geometria das cavas finais de Alegria Centro e Alegria Sul e condições obtidas nas análises de fluxo em regime estacionário. A seguir serão apresentadas as análises de estabilidade nas condições de taludes saturados, sem rebaixamento, somente para seções que apresentaram valores de Fator de Segurança (FS) abaixo do limite adotado pela Samarco Mineração, ou seja, $FS < 1,3$.

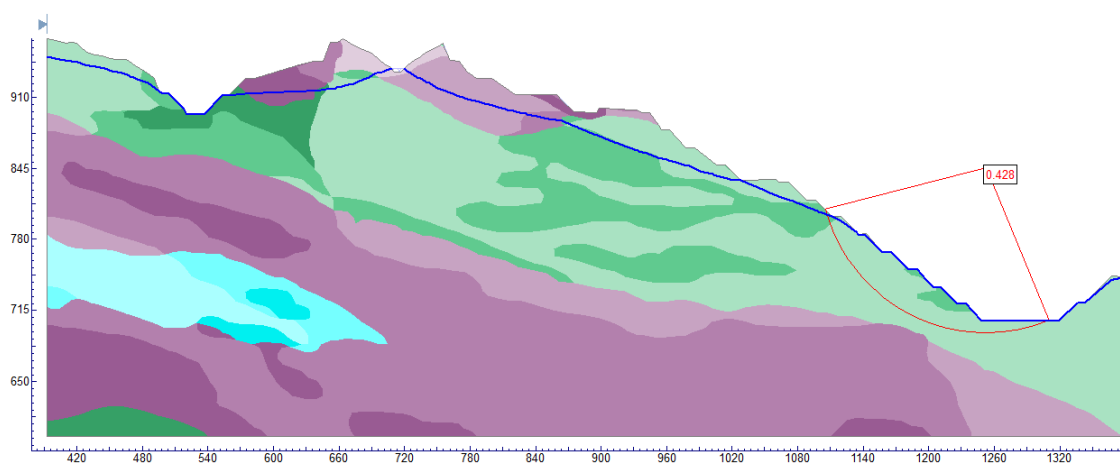


Figura 5-67: Análise de estabilidade da Seção 1 (NW-SE); $FS=0,428$ (talude Setor NW).

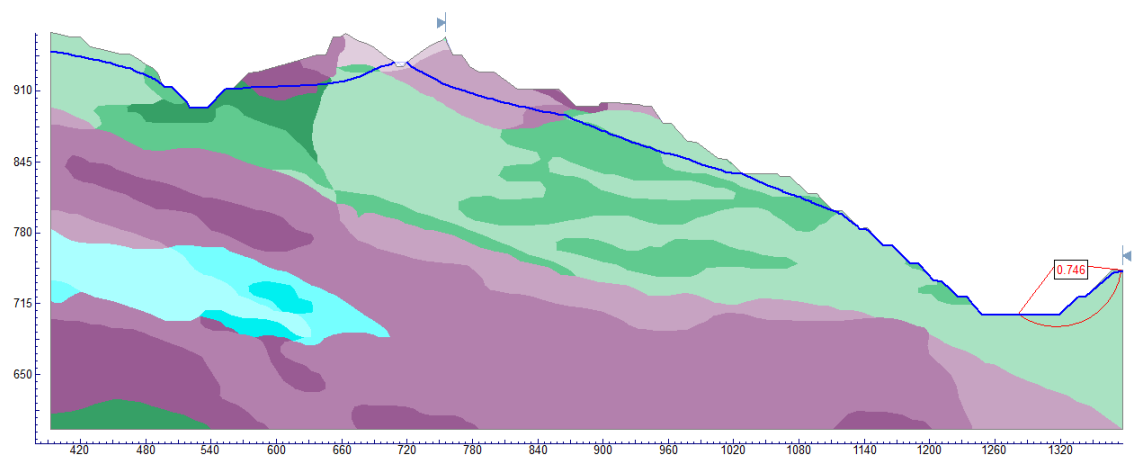


Figura 5-68: Análise de estabilidade da Seção 1 (NW-SE); FS=0,746 (talude Setor SE).

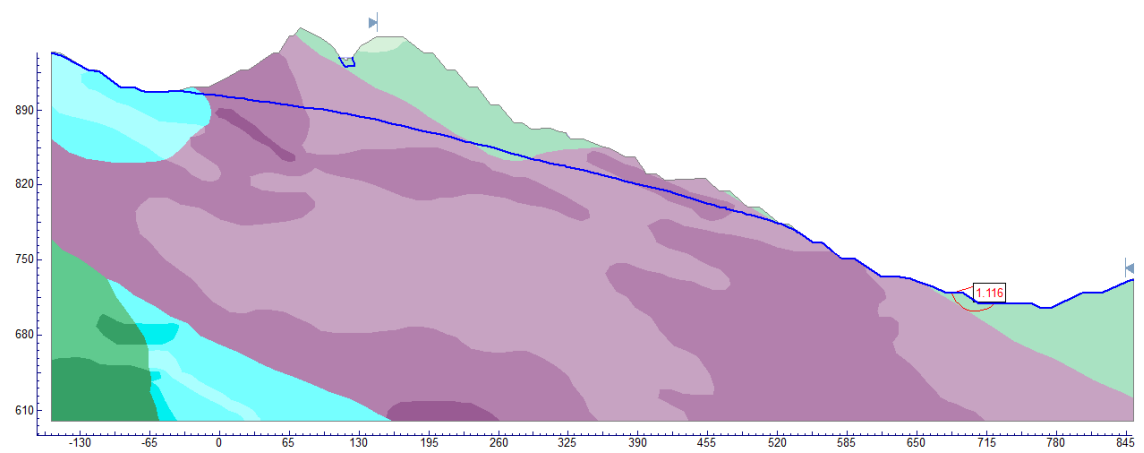


Figura 5-69: Análise de estabilidade da Seção 2 (NW-SE); FS=1,116 (talude Setor NW).

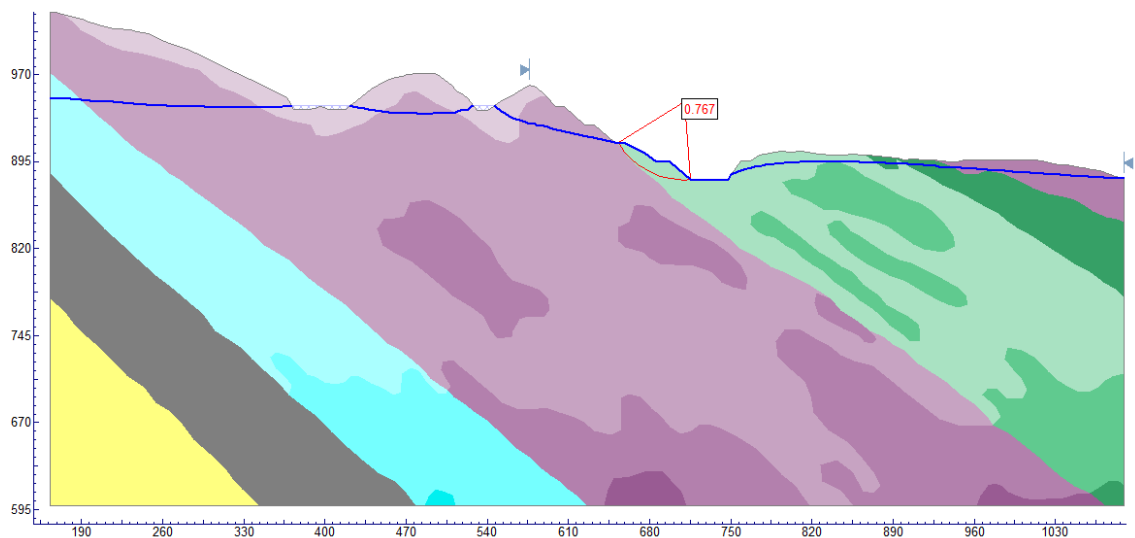


Figura 5-70: Análise de estabilidade da Seção 3 (W-E); FS=0,767 (talude Setor W).

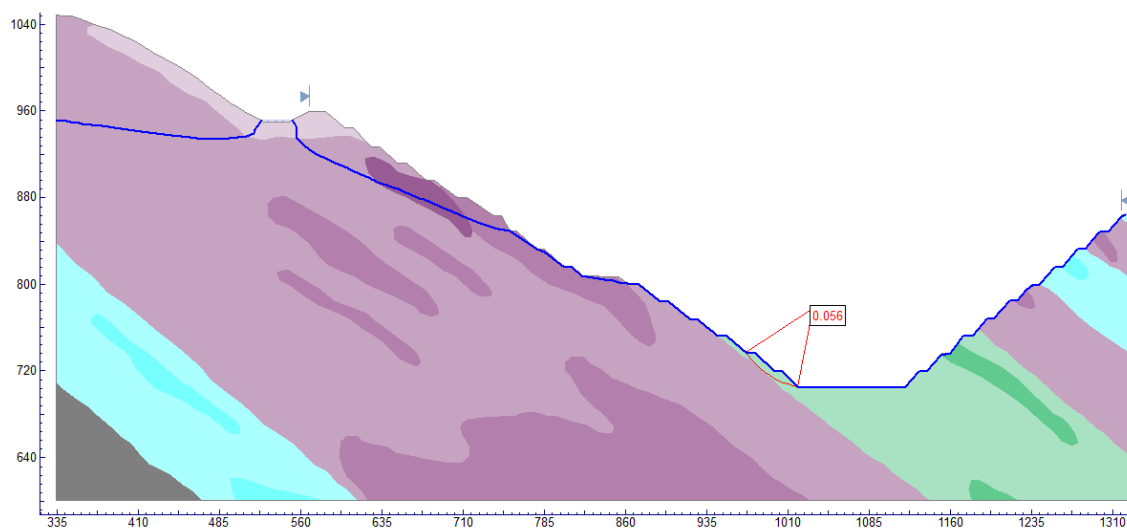


Figura 5-71: Análise de estabilidade da Seção 4 (W-E); FS=0,056 (talude Setor W).

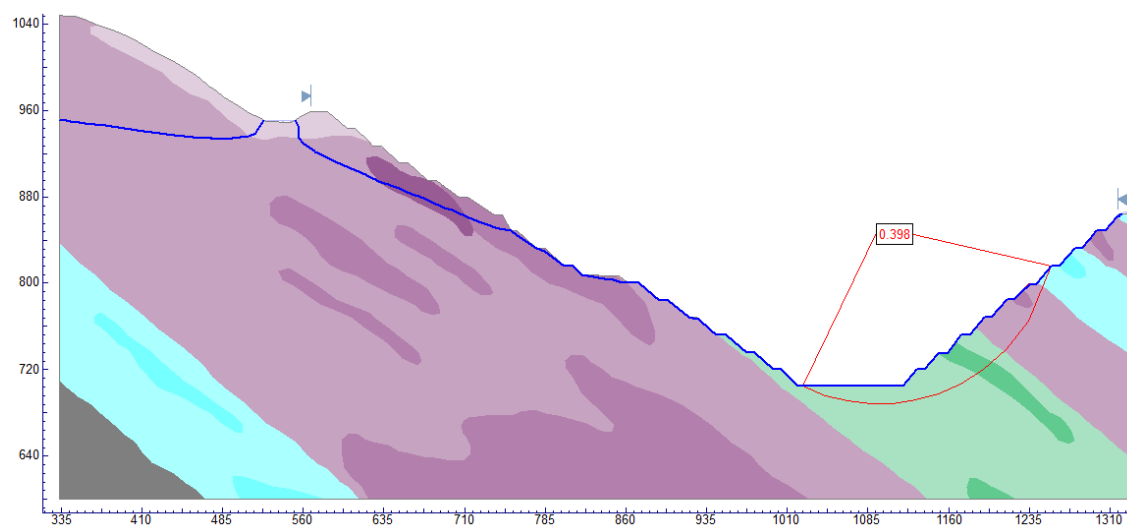


Figura 5-72: Análise de estabilidade da Seção 4 (W-E); FS=0,398 (talude Setor E).

Os resultados apresentados acima mostram, claramente, que nas condições de saturação dos taludes globais ou parciais, em função do regime hidrostático estabelecido, há uma redução significativa dos fatores de segurança calculados em todas as seções. Observa-se que as bases das prováveis superfícies de ruptura sempre incidem no fundo das cavas, onde há um maior aumento das poropressões, conforme explanado anteriormente.

A fim de complementar os estudos, foram realizadas análises de estabilidades para as mesmas seções apresentadas acima, porém com previsão de rebaixamento do lençol freático, conforme seguem a seguir.

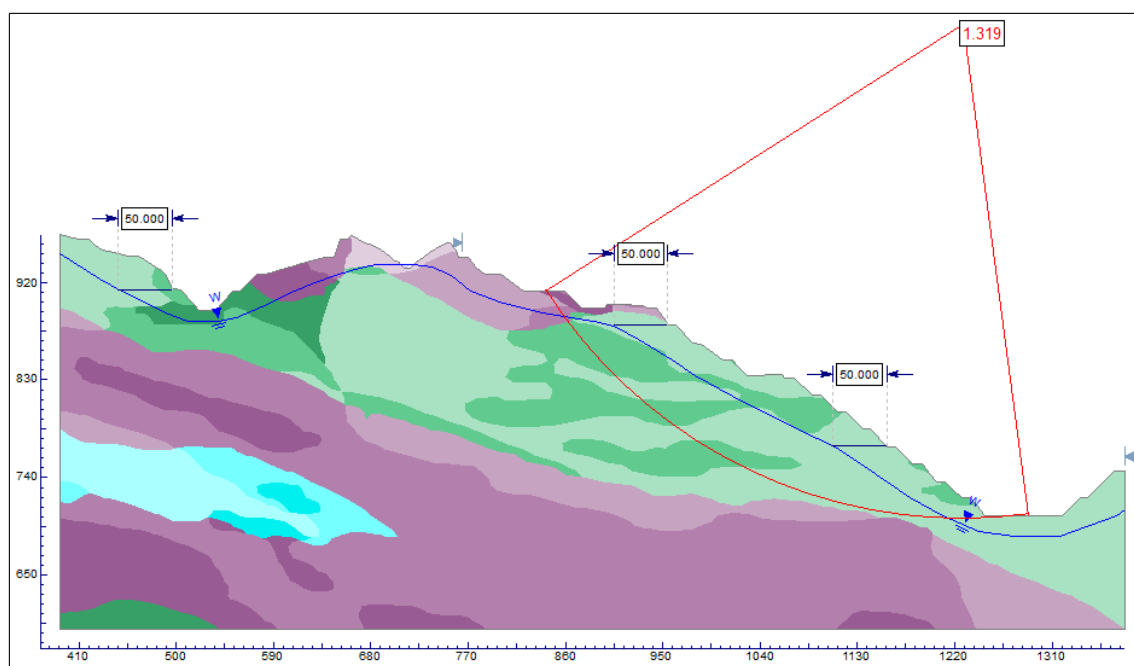


Figura 5-73: Análise de estabilidade da Seção 1 (NW-SE) com rebaixamento; FS=1,319 (talude Setor NW).

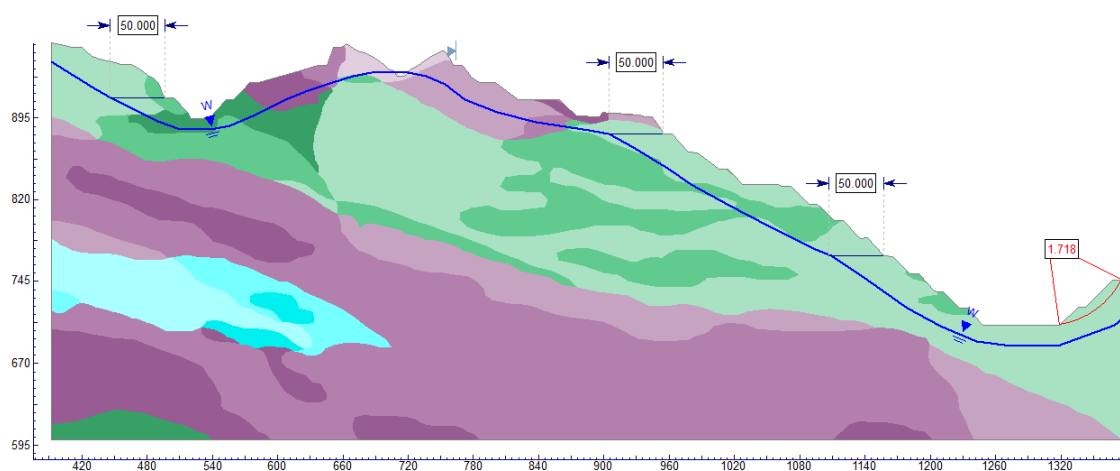


Figura 5-74: Análise de estabilidade da Seção 1 (NW-SE) com rebaixamento; FS=1,718 (talude Setor SE).

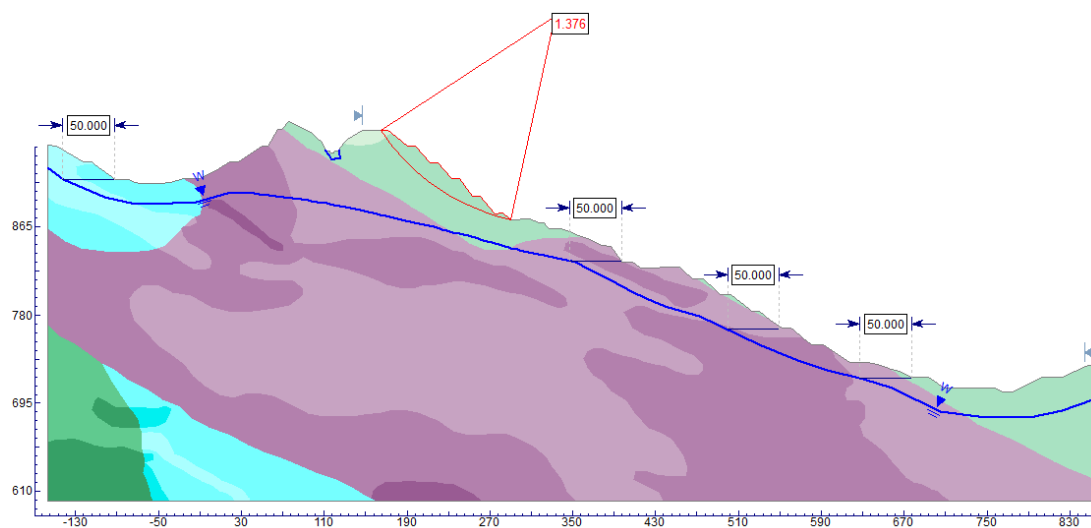


Figura 5-75: Análise de estabilidade da Seção 2 (NW-SE) com rebaixamento; FS=1,376 (talude Setor NW).

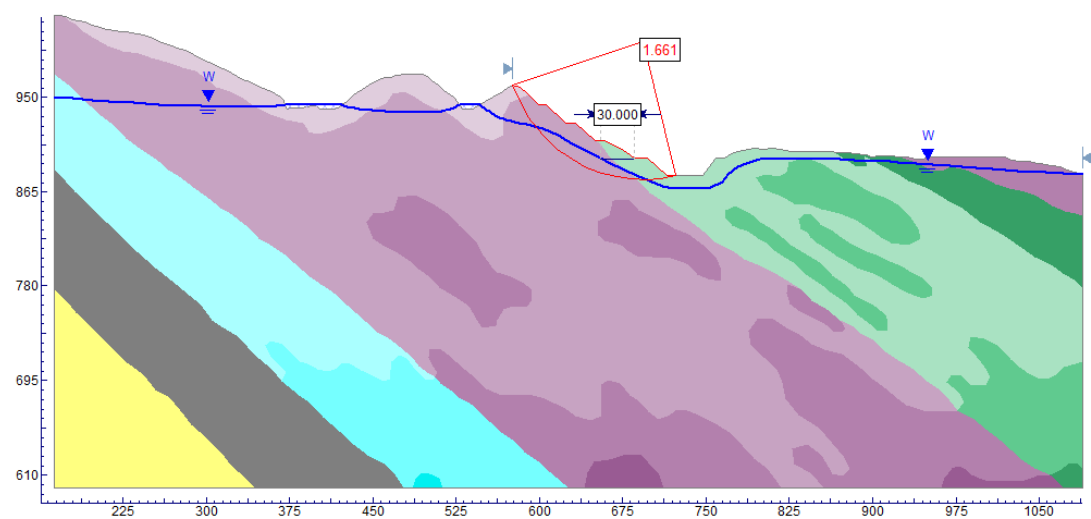


Figura 5-76: Análise de estabilidade da Seção 3 (W-E) com rebaixamento; FS=1,661 (talude Setor W).

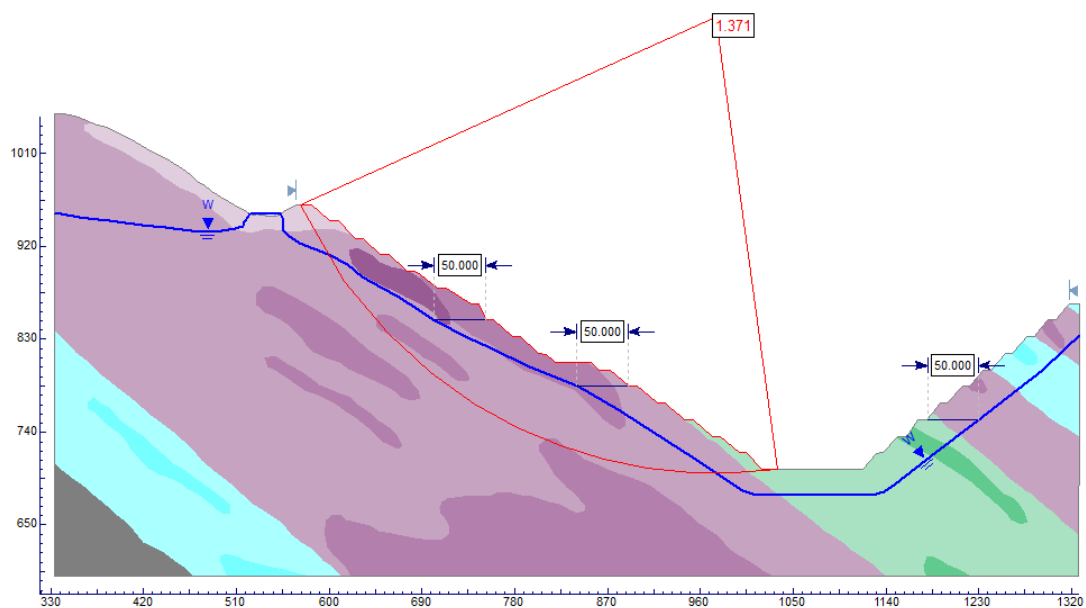


Figura 5-77: Análise de estabilidade da Seção 4 (W-E) com rebaixamento; FS=1,371 (talude Setor W).

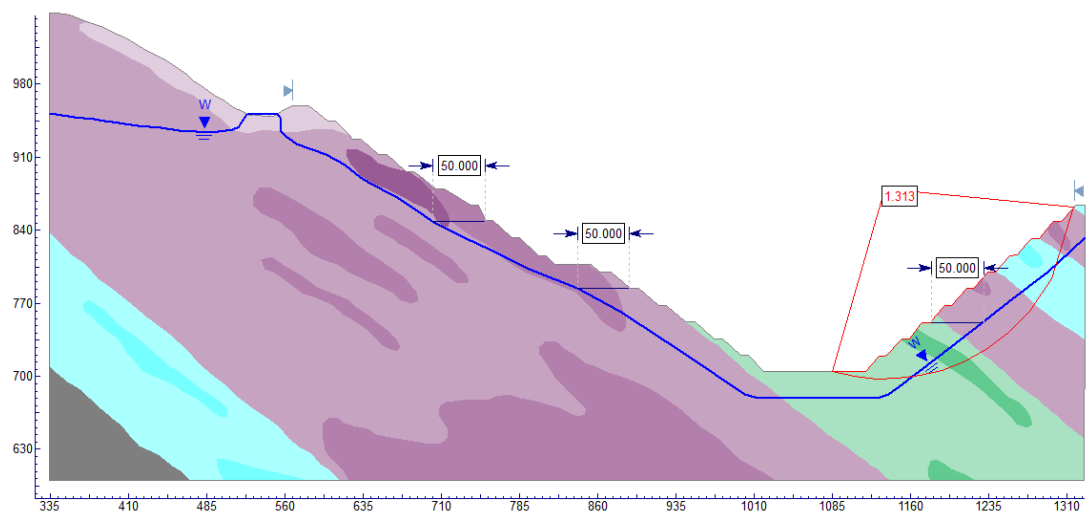


Figura 5-78: Análise de estabilidade da Seção 4 (W-E) com rebaixamento; FS=1,313 (talude Setor E).

A tabela abaixo apresenta o resumo dos resultados obtidos nas análises de estabilidade sem rebaixamento e após rebaixamento.

Tabela 5-21: Resumos dos resultados das análises de estabilidade.

Seção	Setor	Condição do talude global	
		Não rebaixado	Rebaixado
Seção 1	Setor NW	0,428	1,319
	Setor SE	0,746	1,718
Seção 2	Setor NW	1,116	1,376
Seção 3	Setor W	0,767	1,661
Seção 4	Setor W	0,056	1,371
	Setor E	0,398	1,313

A partir destes resultados, conclui-se que para garantir a estabilidade das cavas finais (2053), o rebaixamento do lençol freático torna-se indispensável. Além disso, como mostram as figuras acima, é necessário manter a superfície rebaixada a uma distância mínima de 50 metros do pé de cada talude de bancada, para reduzir as poropressões e, conseqüentemente, garantir sua segurança. Outro ponto observado é a posição das prováveis superfícies de ruptura, que, com exceção da Seção 2, ocorrem de maneira global e não mais localizada, como antes do rebaixamento. Isso ocorre devido à melhor distribuição das poropressões na face dos taludes, tornando o comportamento do maciço mais homogêneo. Ressalte-se o aumento das poropressões na base dos taludes globais, em função da contribuição de água subterrânea, como indicado nas seções analisadas previamente.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1. Conclusões

Na mineração, a caracterização hidrogeológica-geotécnica tem sido cada vez mais importante nas tomadas de decisões, por questões de ordem econômica, em função da necessidade do máximo aproveitamento das reservas. As cavas projetadas atingem profundidades cada vez maiores, consequentemente, implicações ambientais e problemas relacionados à segurança dos taludes são potencializados.

Neste contexto, pode-se dizer que a etapa mais importante, e não por acaso, a mais complexa, para a realização deste trabalho, foi a coleta de dados. A caracterização detalhada do maciço rochoso é imprescindível quando se deseja prever uma condição de lavra futura, identificando os riscos e antevendo a possibilidade de acidentes geotécnicos de grande magnitude.

As análises dos resultados obtidos com este trabalho permitem concluir que:

- O mapeamento geológico-geomecânico permitiu definir que a foliação (Sn) exerce maior influência no mecanismo de ruptura, não descartando a possibilidade de ser governada por outras estruturas geológicas principais, tais como fraturas ou até mesmo variações de um litotipo.
- Em relação à classificação geomecânica RMR obtida através de descrições de sondagens, verificou-se que a mesma é adequada para a qualificação dos maciços de itabirito na área de estudo, possibilitando a interpretação das seções de análises e elaboração de um modelo geomecânico.
- Aplicando os sistemas de classificação de maciços rochosos conclui-se que os itabiritos da área estudada apresentaram valores para o sistema RMR de 32 (Alegria Centro) e 31 (Alegria Sul), em média. Estes valores classificam o maciço, de forma geral, como pobre (Classe IV) para o sistema desenvolvido por Bieniawski (1976).
- Os resultados dos ensaios de laboratório foram fundamentais para obtenção dos parâmetros de resistência dos litotipos e respectivas classes geomecânicas. A correlação entre os valores de RMR e os parâmetros de

resistência, obtidos nos ensaios de compressão uniaxial e compressão puntiforme, para as classes III e IV, através do Critério de Hoek-Brown, se mostrou bastante coerente.

- As análises cinemáticas permitiram identificar a probabilidade de ocorrer rupturas do tipo planar e em cunha, apenas em taludes de bancada, não mobilizando rupturas em taludes globais.
- Ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório não demonstraram ser adequados para a determinação deste parâmetro. Os valores de condutividade hidráulica obtidos em ensaios de campo foram menores, possivelmente devido ao efeito de escala. A estimativa por meio de ensaios de campo apresentou resultados mais próximos aos valores esperados.
- O grau de fraturamento observado nas descrições de sondagens exerce uma grande influência no comportamento dos maciços. A distribuição da condutividade hidráulica das minas Alegria Centro e Alegria Sul têm valores médios da mesma ordem de grandeza para os principais litotipos, indicando certa homogeneidade dos litotipos locais.
- A distribuição das poropressões varia linearmente com a profundidade na condição da geometria atual (2013). Em contra partida, para a geometria de cava final (2053), as mesmas distribuem-se de forma oblíqua, o que sugere uma condição em que o fluxo de água ocorre em direção ao fundo das cavas projetadas.
- O rebaixamento a ser imposto na formação ferrífera, para permitir as operações de lavra nas cavas de Alegria Centro e Alegria Sul, irá ocasionar redução do volume de escoamento do rio Piracicaba. Desta forma, o rio Piracicaba, que antes apresentava um comportamento efluente, depois de estabelecida a condição de cava final (2053), passa a ter um comportamento influente, pelo menos no trecho considerado. Esta redução deverá corresponder, pelo menos, ao fluxo de base medido nestes cursos d'água;

- Dentre as ferramentas usadas, os métodos utilizados para análises de fluxo e de estabilidade, mostraram-se eficientes na caracterização do problema, uma vez que permitem simular as características dos maciços envolvidos e avaliar suas condições de segurança. Contudo, sua utilização nas atividades de rotina, pode não ser viável, uma vez que demandam considerável tempo de resposta.
- Os valores de fator de segurança (FS) encontrados nas seções analisadas não foram satisfatórios para a condição de taludes saturados, apresentando valores abaixo de 1,3, utilizados pela Samarco. A partir destes resultados, conclui-se que para garantir a estabilidade das cavas finais (2053), o rebaixamento do lençol freático torna-se indispensável, a fim de reduzir as poropressões e, conseqüentemente, garantir sua segurança.

6.2. Recomendações

- Atualizar o mapeamento geológico-geotécnico na área de estudo, em escala de maior detalhe, visando a elaboração de um modelo geológico-geomecânico mais refinado;
- Realizar nova campanha de coleta de amostras indeformadas de maneira a permitir uma melhor definição dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito), de todos os materiais existentes na área de estudo, de maneira a permitir sua utilização em novas análises de estabilidade a serem realizadas;
- Continuar o monitoramento hidrogeológico, de maneira a compor banco de dados a ser utilizado na determinação dos impactos de implantação das cavas, bem como dimensionar a sua adequada mitigação;
- Elaborar modelo hidrogeológico numérico considerando a infiltração de água a partir das drenagens existentes na área de estudo, em função de sua mudança de comportamento de efluente para influente;
- Realizar novas análises de estabilidade considerando os resultados obtidos com novos ensaios de laboratório e análises numéricas de tensão-

deformação-fluxo simulando carregamentos e fechamento das
descontinuidades, variando a permeabilidade ao longo da profundidade.

7. BIBLIOGRAFIA

Alkmim, F. F. & Marshak, S. 1998. Transamazonian Orogeny in the Southern São Francisco Craton Region, Minas Gerais, Brazil: evidence for Paleoproterozoic collision and collapse in the Quadrilátero Ferrífero. *Precambrian Research*, 90, p. 29-58.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984. NBR 6459: Solos: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 6p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984. NBR-6508. Solos: determinação de massa específica. Rio de Janeiro, 8p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1984. NBR-7181. Solos: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 13p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. 1988. NBR 7180: Solos: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 3p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. 2000. NBR-14545. Solos: Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro, 11p.

Azevedo, I. C. D. & Marques, E. A. G. 2002. Introdução à Mecânica das Rochas. Cadernos Didáticos 85. Viçosa: Editora UFV, 361p.

Babinski, M.; Chemale JR., F.; Van Schmus, W. R. 1993. A idade das formações ferríferas bandadas do Supergrupo Minas e sua correlação com aquelas da África do Sul e da Austrália. In: SIMPÓSIO DO CRATON SÃO FRANCISCO E SUAS FAIXAS MARGINAIS, 2, 1993, Salvador. *Anais...* Salvador: SBG-BA/SE, p. 152-153.

Babinski, M.; Chemale JR., F.; Van Schmus, W. R. 1995. The Pb/Pb age of the Minas Supergroup carbonate rocks, Quadrilátero Ferrífero, Brazil. *Precambrian Research*, 72, p. 235-245.

Balmer G. 1952. A general analytical solution for Mohr's envelope. *American Society for Testing and Materials*, v. 52, p. 1260-1271.

Baltazar, O. F.; Raposo, F. O.; Mattos, G. M. M. De. 1993. Estratigrafia, Petrografia e Petrologia. In: Folha Mariana SF.23-X-B-I, escala 1:100.000. Brasília: DNPM/CPRM, p. 17-92, cap. 2. [Projeto Barbacena, Série PLGB].

Baltazar, O. F. & Zucchetti, M. 2005. Lithofacies associations and structural evolution of the Archean Rio das Velhas greenstone belt, Quadrilátero Ferrífero, Brazil: A review of the setting of gold deposits. *Ore Geology Reviews*. 62p.

Baptista, M. G. S. 2012. Ensaio de caracterização e resistência em itabiritos provenientes da Mina de Alegria - MG. 2012. 34p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

Barton, N. R.; Lien, R.; Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6, N° 4. p. 189-239.

Barton, N. & Bandis, S. C. 1990. Review of predictive capabilities of JRC - JVS model in engineering practice. In: International Symposium on Rock Joints. 1990, Loen. Proceedings of the International Symposium on Rock Joints. Rotterdam: Balkema, p. 603-610.

Bell, F. G. 1993. Engineering geology. 1st Edition, Blackwell Scientific Publications, Oxford, 357 p.

Bieniawski, Z. T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. South Afr. Inst. of Civ. Eng.* 15, p. 335-344.

Bieniawski, Z. T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. In: Exploration for Rock Engineering. 1976, Johannesburg. Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering. Cape Town: Balkema, 1, p. 97-106.

Bieniawski, Z. T. 1989. Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering. New York: John Wiley & Sons, 251 p.

Broch, E. & Franklin J. A. 1972. The Point Load Strength Test. *Int. Journal Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 9, p. 669-697.

Brown, E. T. 1970. Strength of models of rock with intermittent joints. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE 96, SM6, p. 1935-1949.

BVP Engenharia. 2009. Mapeamento Geológico-Geotécnico dos Taludes da Mina de Alegria, Cavas 1/2/6 e 3/4/5. 2009. 67p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Mariana, MG.

Carneiro, M. A. 1992. O Complexo Metamórfico Bonfim Setentrional (Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais): Litoestratigrafia e evolução geológica de um segmento de crosta continental do Arqueano. 1992. 233p. (Tese de Doutorado). Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Cavalcante, R. F. 1997. Análise de estabilidade de taludes de mineração por métodos do equilíbrio limite e tensão-deformação. 1997. 115p. (Dissertação de Mestrado). Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Distrito Federal.

Chemale JR. F.; Rosière C. A.; Endo I. 1994. The tectonic evolution of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil. Precambrian Research, v. 65, p. 25-54.

D'alessandro, J. R. P. 2007. Análise de estabilidade do maciço rochoso da Mineração Casa de Pedra, Congonhas-Minas Gerais. 2007. 165p. (Dissertação de Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, da Universidade Estadual de Campinas. Campinas.

Daniel, D. 1993. Geotechnical practice for Waste Disposal '87. London: Chapman and Hall, 683p.

Deere, D. U.; Hendron, A. J.; Patton, F. D.; Cording, E. J. 1967. Design of surface and near surface construction in rock. In: Failure and breakage of rock Symposium, 8th. 1967. Proceedings of the 8th Failure and breakage of rock Symposium. New York: C. Fairhurst Ed., p. 237-302.

Delleur, J. W. 1999. The Handbook of Groundwater Engineering. West Lafayette, Indiana, USA. CRC Press LLC, 1320p.

Domenico, P. & Schwartz, F. 1990. Physical and chemical hydrogeology. New York: John Wiley & Sons, 824p.

- Dorr II, J. V. N. 1969. Physiographic, stratigraphic and structural development of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais. USGS, Professional Paper, v. 641-A, p. 110.
- Feitosa, F. A. C. & Filho, J. M. 2000. Hidrogeologia: Conceitos e Aplicações. 2ª Edição. CPRM/REFO, LABHIDRO-UFPE, Fortaleza, CE, 391p.
- Fell, R.; Ho, K. K. S.; Lacasse, S.; Leroi, E. 2005a. A framework for landslide risk assessment and management. In: Hungr, O., Fell, R., Couture, R., Eberhardt, E. (Eds.), Landslide Risk Management. Taylor and Francis, London, p. 3–26.
- Fellenius, W. 1936. Calculation of the Stability of Earth Dams. 2nd International Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams, Washington, DC, p. 445-459.
- Fetter, C. W. 2001. Applied Hydrogeology. 4ª ed. New Jersey: Prentice Hall Inc., 615p.
- Fitts, C. R. 2002 Groundwater Science. London: Academic Press, 450p..
- Freeze, R. A. & Cherry, J. A. 1979. Groundwater. New Jersey: Prentice Hall, Inc. 604p.
- Geoestrutural Engenharia e Projetos. 2009. Relatório Técnico: Modelo Geomecânico e Análise de Estabilidade da Mina Alegria Centro. 2009. 78p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Belo Horizonte, MG.
- Giani, G. P. 1992. Rock slope stability analysis. A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, 345p.
- Goodman, R. E. 1989. Introduction to rock mechanics. 2ª ed. New York: John Wiley & Sons, 562p.
- Hasui, Y.; Zanardo, Y.; Hackspacher, P.C.; Veríssimo, C. U. V.; Feitosa, V. M. N.; Coelho, L. H. 1994. Mina de Alegria (Porção Ocidental). Parte I: Tipologia dos constituintes da jazida de ferro. Revista Brasileira de Geociências, 13(1), São Paulo, p. 101-119.
- Head, K. H. 1986. Manual of Soil Laboratory testing, Vol. II, Pentech Press, London, p.747.

Head, K. H. 1986. Manual of Soil Laboratory testing, Vol. III, Pentech Press, London, p. 1240.

Heath, R. C. 1983. Basic Ground-Water Hydrology. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2220, 86 p.

Hoek, E. & Bray, J. W. 1981. Rock Slope Engineering. 3 ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 358p.

Hoek, E. & Brown, E. T. 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. In: Canadian Rock Mechanics Symposium, 15th. 1988, Toronto. Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium. Toronto: J. H. Curran, p. 31-38.

Hoek, E. & Brown, E. T. 1980a. Underground Excavations in Rock. London: Institution of Mining and Metallurgy, 527p.

Hoek, E. 1968. Brittle failure of rock. In: K.G. Stagg & O.C. Zienkiewicz (eds.), Rock Mechanics in Engineering Practice. London: Wiley & Sons, p. 99-124.

Hoek, E. 2001. Rock mass properties for underground mines. In Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies. (Edited by W. A. Hustrulid and R. L. Bullock), Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration (SME) 2001. 20p.

Hoek, E. 1983. Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture. Géotechnique, 33, N° 3. p. 187-223.

Hoek, E.; Wood, D.; Shah, S. 1992. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. In: J.A. Hudson (ed.), Proceedings of the Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock Mech., Eurock '92, London, p. 209-214.

Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In: North American Rock Mechanics Symposium, 5th. 2002. Toronto. Proceedings of 5th North American Rock Mechanics Symposium. Toronto, 1, p. 267-273.

Hoek, E.; Kaiser, P. K.; Bawden, W. F. 1995. Support of Underground Excavations in Hard Rock. Rotterdam: Balkema, 210p.

Hoek. E. 2007. Practical Rock Engineering. North Vancouver. Disponível em: www.rocscience.com.

Hvorslev, M. J. 1951. Time lag and soil permeability in ground-water observations: Vicksburg, Miss., U.S.Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Bulletin 36, 50p.

ISRM. 1981. Basic geotechnical description of rock masses. Int. Society for Rock Mechanics, Commission on the Classification of Rocks and Rock Masses. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr., 18, p. 85-110.

ISRM. 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. Ed. R. Ulsay & J. Hudson, ISRM, 628p.

Januzzi A. & Alkmin, F. F. 1989. Geologia Estrutural da Mina de Alegria (SAMITRI) Município de Mariana, MG. 1989. 13p. Relatório Interno. S.A. Mineração Trindade, Mariana, MG.

Machado N.; Noce C. M.; Ladeira E.A.; Belo De Oliveira O. A. 1992. U–Pb geochronology of Archean magmatism and Proterozoic metamorphism in the Quadrilátero Ferrífero, southern São Francisco Cráton, Brazil. Geological Society American Bulletin, 104, p. 1221-1227.

Markland, J. T. 1972. A Useful Technique for Estimating the Stability of Rock Slopes When the Ridge Wedge Sliding Type of Failure is Expected. Imperial College Rock Mechanics Reserch Report, N° 19, 10p.

Mourão, M. A. A. 2007. Caracterização hidrogeológica do aquífero Cauê, Quadrilátero Ferrífero, MG. 2007. 297p. (Tese de Doutorado). Departamento de Engenharia Sanitária, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Noce, C. M. 1995. Geocronologia dos eventos magmáticos, sedimentares e metamórficos na região do Quadrilátero Ferrífero. 1995, 128p. (Tese de Doutorado). Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo.

Nonato, C. A. 2002. Contribuição à caracterização geológica-geomecânica no Quadrilátero Ferrífero. 2002. 186p. (Tese de Doutorado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Palmström, A. 1982. The volumetric joint count – a useful and simple measure of the degree of rock jointing. In: International Congress IAEG 4th. 1982. New Delhi. Proceedings of 4th International Congress IAEG. New Delhi. p. 221-228.

Pede, M. A. Z. 2004. Caracterização da condutividade hidráulica do embasamento cristalino alterado saturado na região metropolitana de São Paulo. 2004. 95p. (Dissertação de Mestrado). Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro,

Perazzolo, L. 2003. Estudo geotécnico de dois taludes da formação Serra Geral, RS. 2003. 150p. (Dissertação de Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Poehls D. J. & Smith, G. J. 2009. Encyclopedic Dictionary of Hydrogeology. Boston: Academic Press. 527p.

PRICE, N. J. 1966. Fault and joint development in brittle and semi-brittle rock: Oxford: Pergamon Press, 176p.

Rezende, K. S. 2013. Caracterização da permeabilidade dos solos da sub-bacia do córrego Palmital - Minas Gerais. 2013. 94p. Relatório Final PIBIC/CNPQ. Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

Rocscience RocData, Version 3.013. Toronto: Rocscience, Inc. 2004.

Rosière, C. A. & Chemale JR., F. 1991. Textural and structural aspects of iron ores from Iron Quadrangle, Brazil Source, Transport and Deposition of Metals. Rotterdam (Balkema). Pagel & Leroy (Eds), p. 485-488.

Rosière, C. A.; Spier, C. A.; Rios, F. J.; Suckau, V. E. 2008. The itabirite from the Quadrilátero Ferrífero and related high-grade ores: an overview. Economic Geology, v. 15, p. 223-254.

- Royle, M. 2000. Standard Operating Procedures For Borehole Packer Testing, p. 23.
- Samarco Mineração. 2010. CP Report 2010: Relatório Interno. 2010. 132p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Mariana, MG.
- Samarco Mineração. 2008. Descrição Geológica-Geotécnica de Testemunhos de Sondagem. 2008. 8p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Mariana, MG.
- Samarco Mineração. 2012. Relatório Plano de Drenagem Anual 2012. 2012. 28p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Mariana, MG.
- Schlumberger Water Services. 2012. Ensaio de perda d'água sob pressão (*packer tests*) e ensaios de infiltração. 2012. 26p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Rio de Janeiro, RJ.
- Schlumberger Water Services. 2009. Estudo Hidrogeológico – Mina de Alegria – 1ª. Etapa – Relatório Complementar. 2009. 41p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Rio de Janeiro, RJ.
- Schlumberger Water Services. 2009. Estudo Hidrogeológico – Mina de Alegria – 1ª. Etapa. 2009. 79p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Rio de Janeiro, RJ.
- Sjöberg, J. 1996. Large Scale Stability in Open Pit Mining – A Review. 1996. 215p. Technical Report. Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, Luleå.
- Sullivan, T. D. 2007. Hydromechanical Coupling and Pit Slope Movements. In: 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering. 2007. Perth. Proceedings of 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering. Perth, p. 3-43.
- Terzaghi, K. 1946. Rock defects and loads on tunnel supports. In: ____ Rock tunneling with steel supports. Youngstown, OH: Commercial Shearing and Stamping Company, R. V. Proctor and T. L. White Eds., 1, p. 17-99.
- Terzaghi, K. 1962. Stability of slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique*, v. 12, p. 251-263.

Universidade Federal De Viçosa. 2012. Relatório de Ensaio - RE 12-014, Projeto Mina Alegria. 2012. 165p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Viçosa, MG.

Universidade Federal De Viçosa. 2005. Relatório de Ensaio - Relatório 05-016, Projeto Mina Alegria - Cavas de expansão. 2005. 574p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Viçosa, MG.

Universidade Federal De Viçosa. 2011. Relatório de Ensaio Samarco Mina Alegria. 2011. 29p. Relatório Interno. Samarco Mineração S.A., Viçosa, MG.

Veríssimo, C. U. V.; Hasui, Y.; Zanardo, Y.; Feitosa, V. M. N.; Costa, A. G. D. 1998. Origem das hematitas e itabiritos de Alegria – Quadrilátero Ferrífero – Mariana, MG. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 40, 1998, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: SBG/MG, p.155.

Wickham, G. E.; Tiedemann, H. R.; Skinner, E. H. 1972. Support determination based on geologic predictions. In: North American rapid excav. tunneling conf.. 1972, Chicago. Proceedings of the North American rapid excav. tunneling conf.. New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petroleum Engrs., K.S. Lane and L.A. Garfield Eds., p. 43-64.

Wyllie, D. C. & Mah, C. W. 2004. Rock Slope Engineering, Civil and Mining, 4th Edition. London and New York: Spon Press and Taylor & Francis Group, 431p.

Zea Huallanca, R. E. 2004. Mecanismos de ruptura em taludes altos de mineração a céu aberto. 2004. 124p. (Dissertação de Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

ANEXO I

Tabela modelo para descrição geotécnica de sondagens

Planilha de Descrição e Classificação Geotécnica Sistema RMR (modificado de Bieniawsky 1976)																	
Nome do Furo		F 1 A4-1		Coordenadas		Leste 2763179.635		Empresa Executora		GEOSOL							
Data de Descrição		12/06/2007		Cota (m)		Norte 347121.584		Data de Execução		05/05/2008							
Descrito por		JULIA MARIA		Profundidade (m)		1088.583		Tipo de Sondagem		Relativa							
Seção		ALEGRIA 07		Azimute		350.50		Diâmetro Perfuração									
Dip		90				0		Observação									
From	To	Tipologia	Alteração	Resistência	Tipo de Descontinuidade	β(°)	Nº Fraturas	Espacamento (cm)	Grau de Fraturamento	Comp. Pedacos (cm)	RQD	Condição de água	Condição das Fraturas	RMR	Classe de Maciço	Observações	
0.00	10.95	ATERRO	W6	R1	Fr				F6		0.0%	S	CF5	0	VI		
10.95	24.40	IMGE	W5	R2	FO	30 (P=20,20m)	187	7.2	F4	772	57.4%	S	CF5	28	IV		
24.40	27.90	IMGE	W4	R3	FO	33(P=25,05m)	37	9.5	F4	230	65.7%	S	CF4	30	IV		
27.90	29.40	IMGE	W3	R4	FO		19	7.9	F4	125	83.3%	S	CF4	38	IV		
29.40	32.10	IMGE	W5	R2	FO		40	6.8	F4	108	40.0%	S	CF5	23	IV		
32.10	33.10	IMGE	W4	R3	Fr		9	11.1	F4	91	91.0%	S	CF4	35	IV		
33.10	35.80	IMGE	W5	R2	FO		35	7.7	F4	185	68.5%	S	CF5	28	IV		
35.80	37.90	IMGE	W4	R3	FO	40(P=38,20m)	32	6.6	F4	166	79.0%	S	CF4	33	IV		
37.90	61.75	IMGE	W5	R2	FO		399	6.0	F5	1109	46.5%	S	CF5	18	V		
61.75	68.75	XISTOFILITO	W5	R2	FO	38(P=66,35m)	58	12.1	F4	604	86.3%	S	CF4	31	IV		
68.75	75.60	IMGE	W4	R3	FO		98	7.0	F4	423	61.8%	S	CF4	30	IV		
75.60	84.45	IMGE	W3	R4	FO	50(P=80,30m)	99	8.9	F4	691	78.1%	S	CF5	38	IV		
84.45	86.80	IMGE	W4	R3	FO		32	7.3	F4	123	52.3%	S	CF5	30	IV		
86.80	102.90	IEMG	W3	R4	FO	35(P=100,70m)	190	8.5	F4	1108	68.8%	S	CF5	35	IV		
102.90	111.70	IEMG	W4	R3	FO	40(P=105,95m)	142	6.2	F4	287	32.6%	S	CF5	25	IV		
111.70	116.65	IEMG	W5	R2	FO		103	4.8	F5	71	14.3%	S	CF5	13	V		
116.65	125.80	IEMG	W4	R3	FO	35(P=121,95m)	137	6.7	F4	109	11.9%	S	CF5	20	V		
125.80	130.30	IEMG	W5	R2	Fr		79	5.7	F5	78	17.3%	S	CF5	13	V		
130.30	133.00	IEMG	W4	R3	FO		28	9.6	F4	132	48.9%	S	CF5	25	IV		
133.00	135.00	IEMG	W5	R2	Fr		24	8.3	F4	163	81.5%	S	CF5	31	IV		
135.00	137.25	IEGM	W4	R3	Fr		39	5.8	F5	95	42.2%	S	CF5	20	V		
137.25	138.70	IEGM	W5	R2	Fr		27	5.4	F5	0	0.0%	S	CF5	8	V		
138.70	145.65	IEMG	W4	R3	FO	30(P=141,65m)	104	6.7	F4	394	56.7%	S	CF5	30	IV		
145.65	147.50	IEMG	W5	R2	FO		33	5.6	F5	42	22.7%	S	CF5	13	V		
147.50	148.80	IEMG	W4	R3	FO		15	8.7	F4	60	46.2%	S	CF5	25	IV		
148.80	153.20	IEMG	W3	R4	FO	40(P=147,70m)	30	14.7	F4	362	82.3%	S	CF5	38	IV		
153.20	160.20	IEMG	W5	R2	FO		96	7.3	F4	255	36.4%	S	CF5	23	IV		
160.20	165.20	IEMG	W4	R3	FO	25(P=167,35m)	179	2.8	F5	280	56.0%	S	CF5	25	IV		
165.20	181.20	QUARTZITO	W6	R1	Fr				F6		0.0%	S	CF5	0	VI		
181.20	201.25	IGME	W5	R2	Fr		307	6.5	F4	496	24.7%	S	CF5	18	V		
201.25	203.50	QUARTZITO	W6	R1	Fr				F6		0.0%	S	CF5	0	VI		
203.50	212.40	IGME	W5	R2	Fr		131	6.8	F4	374	42.0%	S	CF5	23	IV		
212.40	221.55	IMEG	W5	R2	Fr		26	35.2	F3	142	15.5%	S	CF5	28	IV		
221.55	223.70	IMEG	W4	R3	Fr		34	6.3	F4	134	62.3%	S	CF5	30	IV		
223.70	228.70	IMEG	W5	R2	Fr		68	7.4	F4	189	37.8%	S	CF5	23	IV		
228.70	235.15	IMEG	W4	R3	Fr		95	6.8	F4	328	50.9%	S	CF5	30	IV		
235.15	239.95	IMGE	W5	R2	Fr		78	6.2	F4	79	16.5%	S	CF5	18	V		
239.95	242.00	QUARTZITO	W6	R1	Fr				F6		0.0%	S	CF5	0	VI		
242.00	243.10	QUARTZITO	W5	R2	Fr		18	6.1	F4	63	57.3%	S	CF5	28	IV		
243.10	245.80	QUARTZITO	W6	R1	Fr				F6		0.0%	S	CF5	0	VI		
245.80	251.20	QUARTZITO	W5	R2	Fr		76	7.1	F4	215	39.8%	S	CF5	23	IV		
251.20	253.60	IMEG	W5	R2	Fr		31	7.7	F4	107	44.6%	S	CF5	23	IV		
253.60	257.35	IME	W4	R3	Fr		52	7.2	F4	208	55.5%	S	CF5	30	IV		
257.35	261.95	IMEG	W5	R2	Fr		74	6.2	F4	148	32.2%	S	CF5	23	IV		
261.95	264.20	IMEG	W4	R3	Fr		28	8.0	F4	145	64.4%	S	CF5	30	IV		
264.20	267.40	IEGM	W5	R2	Fr		46	7.0	F4	107	33.4%	S	CF5	23	IV		
267.40	271.80	IGME	W5	R2	Fr		58	7.6	F4	150	34.1%	S	CF5	23	IV		
271.80	288.20	QUARTZITO	W5	R2	Fr		153	10.7	F4	1054	64.3%	S	CF4	28	IV		
288.20	291.15	IGME	W5	R2	Fr		37	8.0	F4	176	59.7%	S	CF5	28	IV		
291.15	292.85	IGME	W4	R3	Fr		26	6.5	F4	73	42.9%	S	CF5	25	IV		
292.85	317.20	IGME	W5	R2	Fr		299	8.1	F4	837	34.4%	S	CF5	23	IV		
317.20	322.80	IGME	W4	R3	Fr		70	8.0	F4	199	35.5%	S	CF5	25	IV		
322.80	324.45	IGME	W5	R2	Fr		23	7.2	F4	76	46.1%	S	CF5	23	IV		
324.45	325.85	IMEG	W4	R3	Fr		17	8.2	F4	92	65.7%	S	CF5	30	IV		
325.85	329.40	IGME	W4	R3	Fr		50	7.1	F4	192	54.1%	S	CF4	30	IV		
329.40	329.90	QUARTZITO	W6	R1	Fr				F6		0.0%	S	CF5	0	VI		
329.90	350.50	FILITO	W5	R2	FO	35 (P=343,30m)	219	9.4	F4	1006	48.8%	S	CF5	23	IV		

Grau de alteração		Grau de Fraturamento		Resistência		Condição de Água		Condição das Fraturas		Tipo descontinuidade	
Rocha Sã	W1	Maciço	F1	Extremamente resistente	R6						
Rocha Pouco Alterada	W2	Pouco Fraturado	F2	Muito resistente	R5	Seca	S	Sup. muito rugosa, não contínuas, sem abertura, paredes duras	CF1	Fr	Fratura
Rocha Moderadamente Alterada	W3	Moderadamente Fraturado	F3	Resistente	R4	Úmida	U	Sup. levemente rugosa, abertura < 1mm, paredes duras	CF2	V	Veio
Rocha Muito Alterada	W4	Muito Fraturado	F4	Rocha branda	R3	Molhada	M	Sup. levemente rugosa, abertura < 1mm, paredes macias	CF3	F	Falha
Rocha Completamente Alterada	W5	Intensamente Fraturado	F5	Muito branda	R2	Gotejamento	G	Sup. Suave, abertura de 1 - 5mm, contínuas	CF4	FO	Foliação
Solo Residual	W6	Fragmentado	F6	Extremamente branda	R1	Abaixo do NA	A	Preenchimento macio > 5mm ou Juntas abertas > 5mm, contínuas	CF5	B	Bandamento Composicional

ANEXO II

Resultados dos ensaios de compressão uniaxial e compressão puntiforme

ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

Compressão Uniaxial						
Litotipo	IME	Responsável pelo teste:			Murilo Guiôto	
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Ângulo da Foliação (°)	Diâmetro (D - mm)	Área (mm²)	Carga na Ruptura (Kgf)	Tensão Mpa
1	F270-3 (138,4)	60	67.05	3530.92	22380.00	63.38
2	F270-3 (121,4)	60	67.10	3536.18	20980.00	59.33
3						
$\sigma = 61.36 \text{ MPa}$						

Compressão Uniaxial						
Litotipo	IAM	Responsável pelo teste:			Murilo Guiôto	
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Ângulo da Foliação (°)	Diâmetro (D - mm)	Área (mm²)	Carga na Ruptura (Kgf)	Tensão Mpa
1	FGH2526-1 (325,0)	50	67.05	3530.92	28770.00	81.48
2						
3						
$\sigma = 81.48 \text{ MPa}$						

Compressão Uniaxial						
Litotipo	IAF	Responsável pelo teste:			Murilo Guiôto	
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Ângulo da Foliação (°)	Diâmetro (D - mm)	Área (mm²)	Carga na Ruptura (Kgf)	Tensão Mpa
1	FJ1920-1 (295,4)	50	67.35	3562.58	62750.00	176.14
2	FJ1920-1 (293,6)	50	67.30	3557.30	65430.00	183.93
3	FJ1920-1 (289,0)	50.00	67.35	3562.58	66280.00	186.04
$\sigma = 182.04 \text{ MPa}$						

Compressão Uniaxial						
Litotipo	IMAG	Responsável pelo teste:			Murilo Guiôto	
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Ângulo da Foliação (°)	Diâmetro (D - mm)	Área (mm²)	Carga na Ruptura (Kgf)	Tensão Mpa
1	FOP3233-1 (337,15)	10	67.30	3557.30	61250.00	172.18
2						
3						
$\sigma = 172.18 \text{ MPa}$						

Compressão Uniaxial						
Litotipo	IAG	Responsável pelo teste:			Murilo Guiôto	
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Ângulo da Foliação (°)	Diâmetro (D - mm)	Área (mm²)	Carga na Ruptura (Kgf)	Tensão Mpa
1	FII1920-1 (255,7)	55	67.00	3525.65	59020.00	167.40
2	FII1920-1 (234,0)	55	67.00	3525.65	61135.00	173.40
3	FII1920-1 (226,0)	40	67.10	3536.18	55364.00	156.56
$\sigma = 170.40 \text{ MPa}$						

ENSAIOS DE COMPRESSÃO PUNTIFORME

Compressão Puntiforme										
Litotipo	IMEG (S2)	Responsável pelo teste:		Murilo Guiôto		Data:		25/04/2012		
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	FI15-1 (310,5m)	43.80	71.10	30.50	62.97	3965.10	7.69	1.11	8.53	
2	FI15-1 (310,5m)	40.00	71.15	35.00	60.20	3623.64	9.66	1.09	10.50	
3	FCD0405-1 (275,0m)	61.00	70.75	29.00	74.13	5494.98	5.28	1.19	6.30	*
4	FCD0405-1 (275,0m)	47.25	70.75	30.00	65.24	4256.36	7.05	1.13	7.94	*
5	FCD0405-1 (241,6m)	45.35	80.10	42.00	68.01	4625.09	9.08	1.15	10.43	
6	FCD0405-1 (241,6m)	46.05	80.10	45.00	68.53	4696.48	9.58	1.15	11.04	*
7	FCD0405-1 (241,6m)	43.15	80.05	42.50	66.32	4397.97	9.66	1.14	10.97	*
8	FGH0405-1 (114,50m)	50.10	70.80	40.50	67.20	4516.28	8.97	1.14	10.24	
9	F03040102-1 (290,95m)	48.10	67.30	35.00	64.20	4121.64	8.49	1.12	9.50	
10	F03040102-1 (290,95m)	45.05	67.30	32.00	62.13	3860.29	8.29	1.10	9.14	
		IS ₅₀ = 8.34 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo	IMEG (S3)	Responsável pelo teste:		Murilo Guiôto		Data:		25/04/2012		
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	261,10m	31.85	67.15	18.00	52.18	2723.11	6.61	1.02	6.74	*
2	261,10m	34.95	67.15	16.00	54.66	2988.16	5.35	1.04	5.57	
3	261,10m	34.85	67.20	18.50	54.61	2981.83	6.20	1.04	6.46	
4	326,60m	42.45	67.25	17.50	60.29	3634.80	4.81	1.09	5.24	
5	326,60m	37.00	67.20	16.00	56.27	3165.78	5.05	1.05	5.33	
6	F10114445-1 (147,90m)	35.25	67.30	8.00	54.96	3020.54	2.65	1.04	2.76	*
7	F10114445-1 (147,90m)	34.10	67.30	9.00	54.06	2922.00	3.08	1.04	3.19	
8	F10114445-1 (147,90m)	37.10	37.35	6.50	42.00	1764.31	3.68	0.92	3.41	
9					0.00	0.00	-	-	-	
10					0.00	0.00	-	-	-	
		IS ₅₀ = 4.87 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo	IMG (S2)	Responsável pelo teste:		Murilo Guiôto		Data:		25/04/2012		
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	FNO1617-1 (177,0m)	36.15	70.35	38.00	56.90	3238.04	11.74	1.06	12.44	
2	FNO1617-1 (177,0m)	31.55	70.35	30.50	53.16	2826.01	10.79	1.03	11.09	
3	FHF-1 (26m)	37.90	66.20	33.00	56.52	3194.53	10.33	1.06	10.92	*
4	FHF-1 (26m)	37.70	66.20	35.00	56.37	3177.67	11.01	1.06	11.63	
5	FS500-2 (168,55m)	42.10	76.30	22.00	63.95	4089.94	5.38	1.12	6.01	
6	FS500-2 (168,55m)	42.15	76.30	25.00	63.99	4094.80	6.11	1.12	6.82	*
7	FJ4142-2 (119,40m)	35.20	67.00	9.00	54.80	3002.81	3.00	1.04	3.12	
8	FJ4142-2 (119,40m)	36.45	67.00	7.50	55.76	3109.44	2.41	1.05	2.53	
9					0.00	0.00	-	-	-	
10					0.00	0.00	-	-	-	
		IS ₅₀ = 6.69 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo	IME (S3)	Responsável pelo teste:		Murilo Guiôto		Data:		25/04/2012		
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	F1433-1 (337,0m)	41.75	40.35	3.50	46.31	2144.92	1.63	0.97	1.58	
2	F1433-1 (337,0m)	52.90	70.30	3.50	68.81	4735.01	0.74	1.15	0.85	*
3	F1208-1 (17,50m)	39.30	67.15	10.00	57.97	3360.07	2.98	1.07	3.18	
4	F1208-1 (17,50m)	41.60	67.15	9.00	59.64	3556.72	2.53	1.08	2.74	
5	F0704-1 (285,3m)	41.00	67.00	12.00	59.14	3497.59	3.43	1.08	3.70	
6	F0704-1 (285,3m)	38.15	67.00	14.50	57.05	3254.46	4.46	1.06	4.73	*
7	F0704-1 (285,3m)	42.30	67.05	13.00	60.09	3611.18	3.60	1.09	3.91	
8	F0704-1 (285,3m)	40.25	67.00	13.50	58.60	3433.61	3.93	1.07	4.22	*
9	F44P-2 (88,90m)	50.30	70.60	7.50	67.24	4521.50	1.66	1.14	1.90	*
10	F44Q-1 (119,05m)	46.35	71.20	11.00	64.82	4201.84	2.62	1.12	2.94	
		IS ₅₀ = 2.58 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo	IAM (S2)	Responsável pelo teste:		Murilo Guiôto		Data:		25/04/2012		
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	FGH2526-1 (236,0m)	37.65	67.00	13.50	56.67	3211.81	4.20	1.06	4.45	*
2	FGM2526-1 (218,0m)	38.05	66.25	19.50	56.65	3209.60	6.08	1.06	6.43	
3	FGM2526-1 (218,0m)	37.40	66.25	27.00	56.17	3154.77	8.56	1.05	9.02	
4	FGM2526-1 (218,0m)	38.90	66.20	43.50	57.26	3278.82	13.27	1.06	14.10	*
5	FGH2526-1 (228,0m)	30.50	67.00	15.00	51.01	2601.87	5.77	1.01	5.82	*
6	FGH2526-1 (228,0m)	27.45	67.05	18.00	48.41	2343.43	7.68	0.99	7.57	
7	FGH2526-1 (228,0m)	26.30	67.00	19.00	47.37	2243.58	8.47	0.98	8.26	
8	FCD0102-1 (372,0m)	41.40	41.40	32.00	46.71	2182.28	14.66	0.97	14.22	*
9	FCD0102-1 (372,0m)	39.40	39.40	28.00	44.46	1976.53	14.17	0.95	13.44	
10	FLM2526-1 (339,9m)	45.30	69.00	25.00	63.09	3979.76	6.28	1.11	6.97	
		IS ₅₀ = 7.38 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo	IGM (S2)	Responsável pelo teste:		Murilo Guiôto		Data:		25/04/2012		
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	381m	57.00	67.00	14.00	69.73	4862.50	2.88	1.16	3.34	
2	381m	51.55	67.00	14.50	66.31	4397.58	3.30	1.14	3.74	
3	381m	51.50	67.10	13.50	66.33	4399.87	3.07	1.14	3.48	
4	381m	51.55	67.15	15.00	66.39	4407.42	3.40	1.14	3.87	
5					0.00	0.00	-	-	-	
6					0.00	0.00	-	-	-	
7					0.00	0.00	-	-	-	
8					0.00	0.00	-	-	-	
9					0.00	0.00	-	-	-	
10					0.00	0.00	-	-	-	
		IS ₅₀ = 3.61 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo IAG (S2)		Responsável pelo teste: Murilo Guiôto			Data: 25/04/2012					
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	FD1920-1	49.05	67.70	30.50	65.02	4228.03	7.21	1.13	8.12	
2	FD1920-1	38.05	67.70	30.50	57.27	3279.85	9.30	1.06	9.89	
3	FD1920-1	36.20	67.67	25.00	55.85	3119.00	8.02	1.05	8.42	
4	FD1920-1	34.45	67.75	32.00	54.51	2971.73	10.77	1.04	11.20	*
5	FD1920-1	53.15	67.70	41.00	67.69	4581.44	8.95	1.15	10.26	*
6	FPQ1314-1 (302,0m)	32.45	67.10	16.00	52.65	2772.35	5.77	1.02	5.91	*
7	FCD0102-1 (376,0m)	26.25	70.80	24.00	48.64	2366.32	10.14	0.99	10.02	
8	FCD0102-1 (376,0m)	31.00	70.80	27.00	52.86	2794.51	9.66	1.03	9.91	
9	FG34-1 (271,80m)	42.30	66.80	20.50	59.98	3597.72	5.70	1.09	6.18	*
10	FG34-1 (271,80m)	45.20	66.85	23.00	62.03	3847.25	5.98	1.10	6.59	
		IS ₅₀ = 7.56 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo IEM (S2)		Responsável pelo teste: Murilo Guiôto			Data: 25/04/2012					
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	FPQ-23-1 (553,60m)	32.00	47.50	12.00	43.99	1935.32	6.20	0.94	5.85	*
2	FPQ-23-1 (553,60m)	30.30	47.50	13.50	42.81	1832.51	7.37	0.93	6.87	
3	FPQ-23-1 (553,60m)	30.85	47.55	14.50	43.22	1867.74	7.76	0.94	7.27	
4	FPQ-23-1 (553,60m)	36.20	47.50	15.00	46.79	2189.34	6.85	0.97	6.65	
5	FQ23-1 (258,0m)	35.75	70.40	35.50	56.61	3204.49	11.08	1.06	11.71	*
6	FQ23-1 (258,0m)	34.15	70.40	32.50	55.33	3061.07	10.62	1.05	11.11	
7					0.00	0.00	-	-	-	
8					0.00	0.00	-	-	-	
9					0.00	0.00	-	-	-	
10					0.00	0.00	-	-	-	
		IS ₅₀ = 6.38 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo IAF (S2)		Responsável pelo teste: Murilo Guiôto			Data: 25/04/2012					
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	FD1920-1 (282,5)	42.60	67.20	42.00	60.37	3644.93	11.52	1.09	12.54	
2	FD1920-1 (282,5)	29.30	67.20	33.00	50.07	2506.96	13.16	1.00	13.17	
3	FD1920-1 (282,5)	37.00	67.25	42.50	56.29	3168.14	13.41	1.05	14.15	*
4	FNO2526-1 (313,80)	39.60	70.55	18.00	59.64	3557.15	5.06	1.08	5.48	*
5	FNO2526-1 (313,80)	34.15	70.50	30.00	55.37	3065.42	9.79	1.05	10.25	
6	FD2223-1 (585,0)	35.25	67.30	28.50	54.96	3020.54	9.44	1.04	9.85	*
7	FD2223-1 (585,0)	35.20	67.35	35.50	54.94	3018.49	11.76	1.04	12.27	
8	FD1920-1 (148,9)	37.70	67.35	40.00	56.86	3232.88	12.37	1.06	13.11	
9	FD1920-1 (148,9)	40.10	67.25	42.50	58.60	3433.58	12.38	1.07	13.29	*
10	FD1920-1 (148,9)	39.25	67.20	43.00	57.95	3358.30	12.80	1.07	13.68	
		IS ₅₀ = 10.72 MPa								

Compressão Puntiforme										
Litotipo IAM (S2)		Responsável pelo teste: Samuel Carneiro			Data: 21/10/2011					
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	F-24	75.60	49.00		68.68	4716.59	0.00	1.15	0.00	*
2	F-24	75.40	49.80	54.50	69.14	4780.91	11.40	1.16	13.19	
3	F-24	74.00	46.90	45.50	66.47	4418.91	10.30	1.14	11.70	
4	F-24	73.00	52.40	40.50	69.79	4870.40	8.32	1.16	9.66	
5	F-24	73.20	42.00	44.00	62.57	3914.45	11.24	1.11	12.43	
6	F-24	76.50	44.20	35.00	65.61	4305.20	8.13	1.13	9.19	
7	F-24	74.40	46.70	54.00	66.51	4423.85	12.21	1.14	13.88	*
8	F-24	74.60	46.60		66.53	4426.24	0.00	1.14	0.00	*
9	F-24	78.10	51.20		71.35	5091.33	0.00	1.17	0.00	*
10	F-24	77.70	50.30	28.50	70.54	4976.21	5.73	1.17	6.69	*
IS ₅₀ = 11.24 MPa										

Compressão Puntiforme										
Litotipo IMG (S2)		Responsável pelo teste: Samuel Carneiro			Data: 21/10/2011					
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	F-14	75.00	52.00	34.50	70.47	4965.63	6.95	1.17	8.11	
2	F-14	76.30	52.80	14.00	71.62	5129.42	2.73	1.18	3.21	*
3	F-14	76.80	50.50	42.50	70.27	4938.13	8.61	1.17	10.03	
4	F-14	74.80	53.30		71.25	5076.20	0.00	1.17	0.00	*
5	F-14	72.60	51.70	60.00	69.13	4779.00	12.55	1.16	14.53	*
6	F-14	74.60	51.80	37.50	70.14	4920.15	7.62	1.16	8.88	
7	F-14	74.50	51.30		69.76	4866.13	0.00	1.16	0.00	*
8	F-14	75.10	51.80	29.00	70.38	4953.13	5.85	1.17	6.83	
9	F-14	74.60	52.20	40.50	70.41	4958.15	8.17	1.17	9.53	
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
IS ₅₀ = 8.67 MPa										

Compressão Puntiforme										
Litotipo IEM (S2)		Responsável pelo teste: Samuel Carneiro			Data: 21/10/2011					
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	F-05	75.90	50.20		69.65	4851.27	0.00	1.16	0.00	*
2	F-05	76.80	50.00	16.00	69.92	4889.24	3.27	1.16	3.81	*
3	F-05	76.90	46.00		67.11	4503.96	0.00	1.14	0.00	*
4	F-05	76.50	49.80	33.00	69.65	4850.66	6.80	1.16	7.90	
5	F-05	76.80	46.80	40.50	67.65	4576.33	8.85	1.15	10.14	*
6	F-05	76.10	48.40	29.50	68.48	4689.65	6.29	1.15	7.25	
7	F-05	76.40	49.30		69.25	4795.68	0.00	1.16	0.00	*
8	F-05	74.70	49.60	36.50	68.68	4717.51	7.74	1.15	8.93	
9	F-05	78.00	50.60	19.50	70.89	5025.22	3.88	1.17	4.54	
10	F-05	76.10	50.00		69.60	4844.68	0.00	1.16	0.00	
IS ₅₀ = 7.30 MPa										

Compressão Puntiforme										
Litotipo IMEG (S2)		Responsável pelo teste: Samuel Carneiro			Data: 21/10/2011					
CP nº	Identificação da sondagem/ profundidade	Largura média (W - mm)	Diâmetro (D - mm)	Carga na Ruptura (P - kN)	Diâmetro Equivalent e (de - mm)	de ² (mm ²)	IS (MPa)	Fator de Correção (FS)	IS ₅₀ (MPa)	Valores Descartados
1	F-17	75.90	51.00	30.00	70.20	4928.58	6.09	1.17	7.09	*
2	F-17	74.20	49.40	18.00	68.32	4667.03	3.86	1.15	4.44	
3	F-17	75.10	49.70		68.94	4752.33	0.00	1.16	0.00	*
4	F-17	75.20	48.80	15.00	68.36	4672.48	3.21	1.15	3.70	*
5	F-17	74.30	47.80	22.75	67.25	4521.96	5.03	1.14	5.75	
6	F-17	75.00	52.60	17.50	70.87	5022.93	3.48	1.17	4.08	
7	F-17	74.30	49.30	18.50	68.29	4663.86	3.97	1.15	4.56	
8	F-17	74.90	49.20	18.50	68.50	4691.99	3.94	1.15	4.54	
9	F-17	74.60	47.20	22.00	66.96	4483.23	4.91	1.14	5.60	
10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		IS ₅₀ = 4.83 MPa								

ANEXO III

Resultados dos ensaios de *Packer Test*

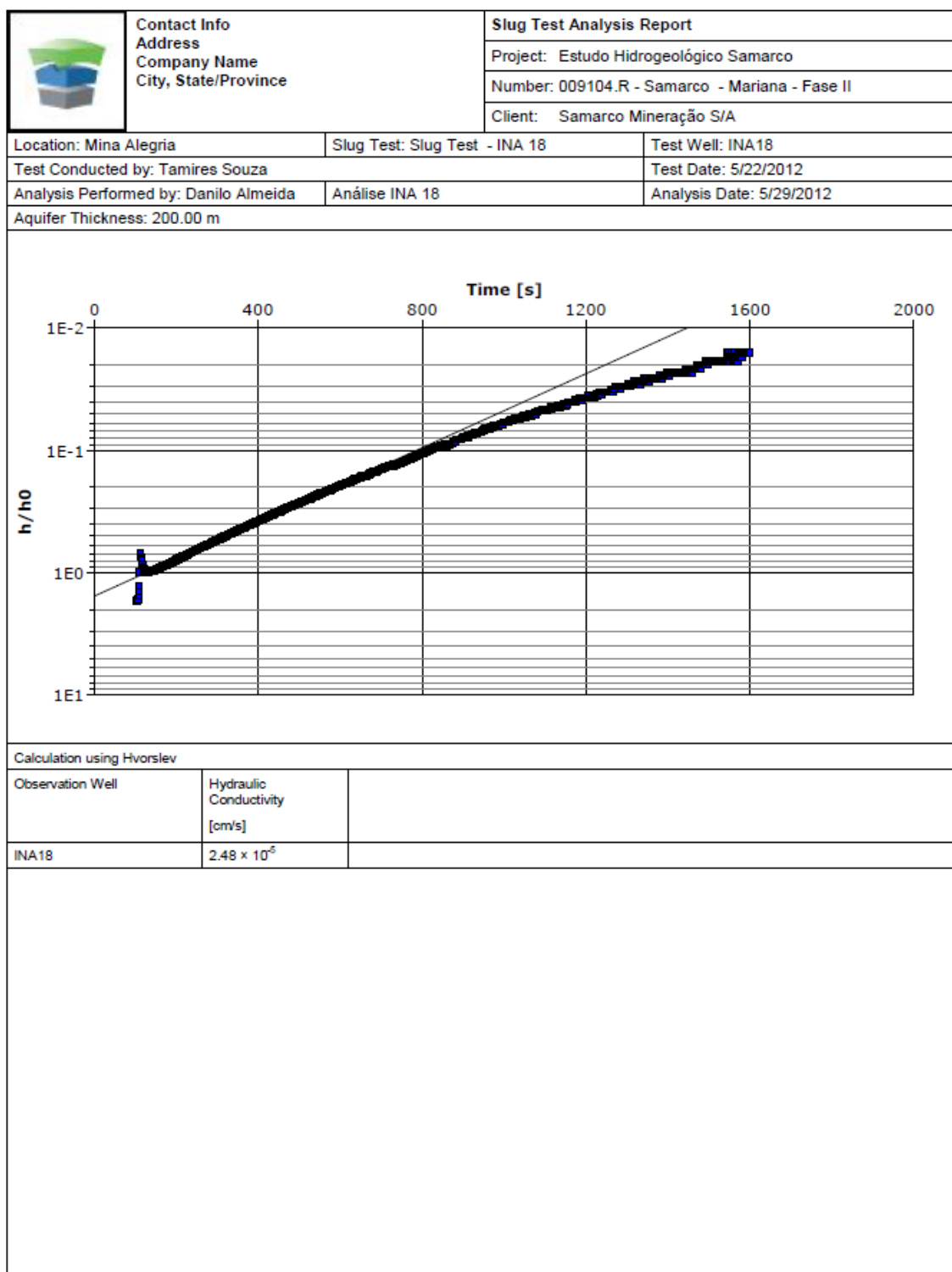
CLIENT: Sanasco Minerado		Mina Germano, Mariana/MO																														
JOB NO: 008104.8		Date: 20/11/2011																														
PROJECT: Sanasco - Mariana - Phase II		0.0841																														
LOCATION: Beto Horizonte		Tested by: Alex Sandro																														
P&I	Gauge pressure (kPa)		Depth to water (m)		Head loss (m)		Test interval (L)		Flow measurements																							
	Pg		Hw		Hh		From To		1		2		3		4		5		6		7		8		9		K (mD)		K (Thiem)		T (Thiem)	
	276		110		0.5		138		182.5		185		50		35		9		11		10.5		10.5		10.5		8.30E-07		7.57E-02		2.07E-06	
	552		110		0.5		155		182.5		185		70		65		50		26		26		26		26		1.25E-06		1.08E-01		3.14E-06	
	527		110		0.5		193		182.5		185		70		62		63		63		63		63		63		1.53E-06		1.63E-01		4.03E-01	
	552		110		0.5		165		182.5		185		39		35		36		36		36		36		36		5.98E-07		1.24E-06		1.08E-01	
	276		110		0.5		138		182.5		185		15		18		23		21		21		21		21		3.31E-04		7.04E-02		2.04E-06	

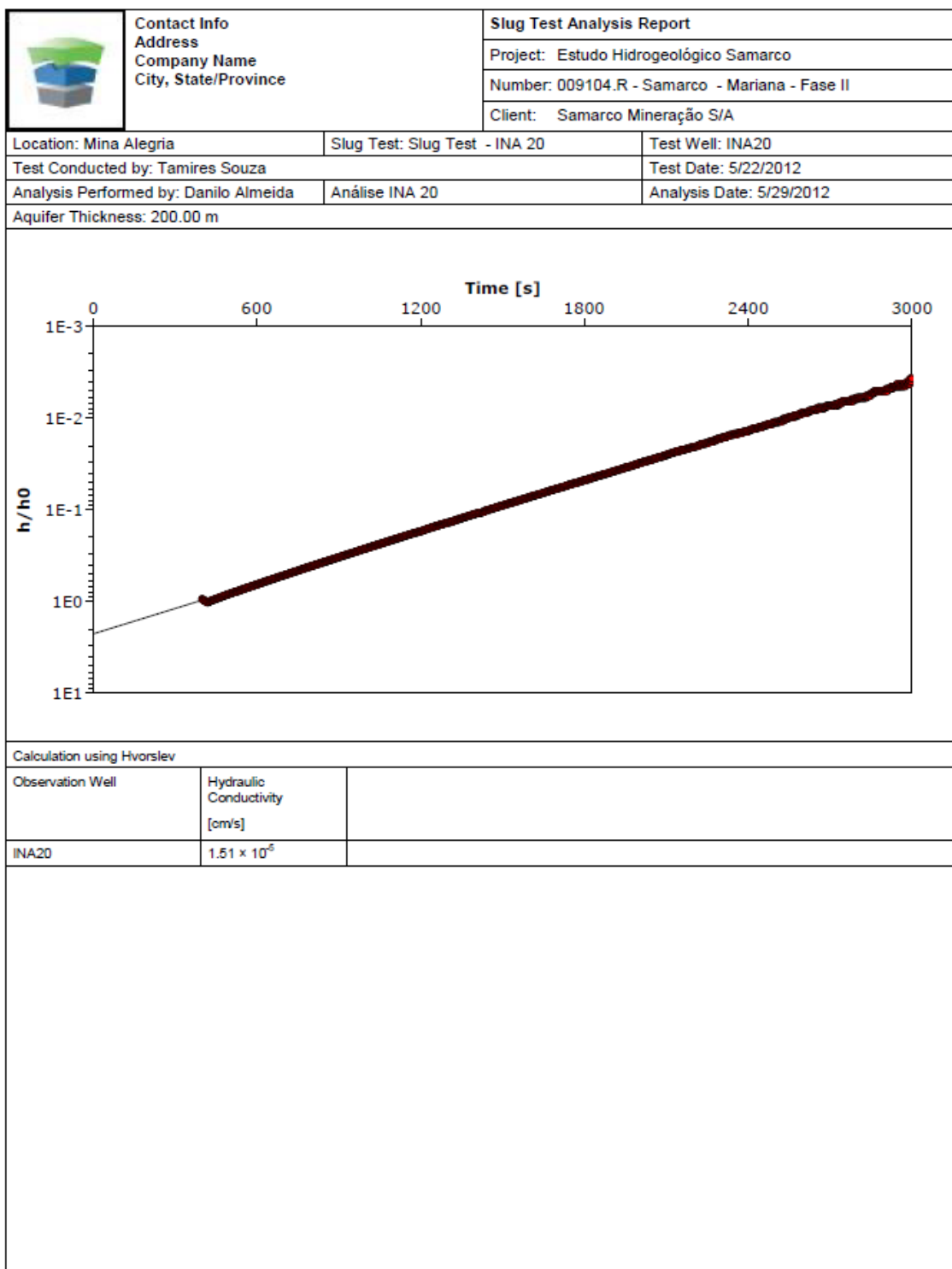
CLIENT: Samario Mineração		Mina Germano, Mariana/MG										Date: 26/04/2012	
JOB NO: 08104.R												Bearing: 0.0981	
PROJECT: Samario - Mariana - Phase II												Dip: 80	
LOCATION: Belo Horizonte												Collar RL	
												Depth (m)	
												184	
												Sealing: 0.0981	
												Diameter: 184	
												HQ (m)	
												184	
												Gave	
												L / min	
												43.00	
												K (Moye)	
												1.48E-06	
												K (Thiem)	
												1.78E-06	
												T (Thiem)	
												5.33E-01	
												4.60E-01	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	
												m³/d	

CLIENT: Samarco Mineração		Mina Germano, Mariana/MG										Date: 9/4/2012	
JOB NO: 009154.R		Dip: 80										0.0981	
PROJECT: Samarco - Mariana - Phase II		Bearing: HQ (m)										0.0981	
LOCATION: Belo Horizonte		Dip: 80										0.0981	
		Collar RL Depth (m)										207	
		Flow measurements										Tabled by: Tamires Souza	
		Test Interval (L)											
		Injection procedure											
		Gauge pressure (kPa)											
		Depth to water (m)											
		Gauge height (m)											
		Net Injection Pressure (m)											
		From To											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											
		m/s											

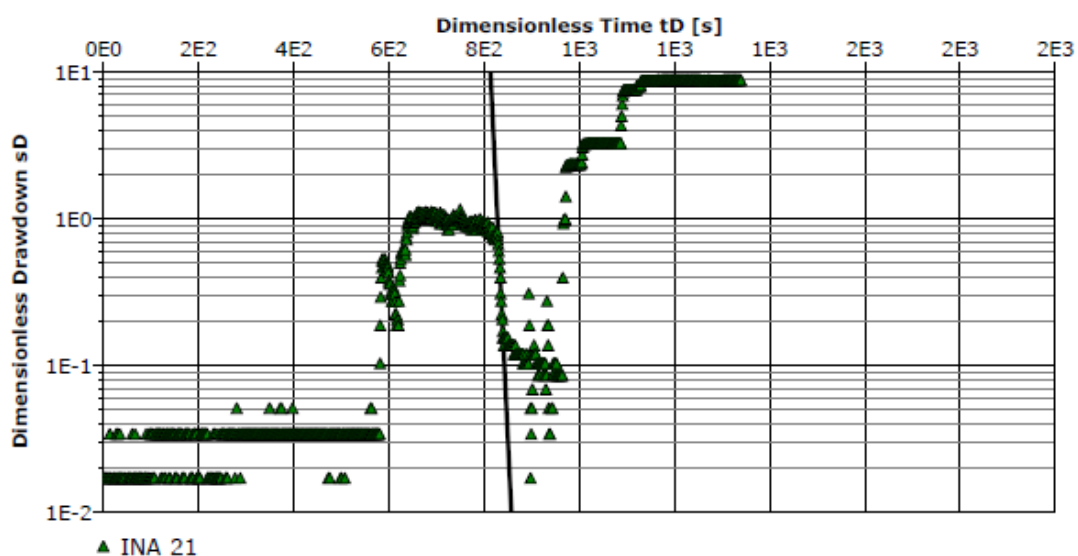
ANEXO IV

Resultados dos ensaios de infiltração

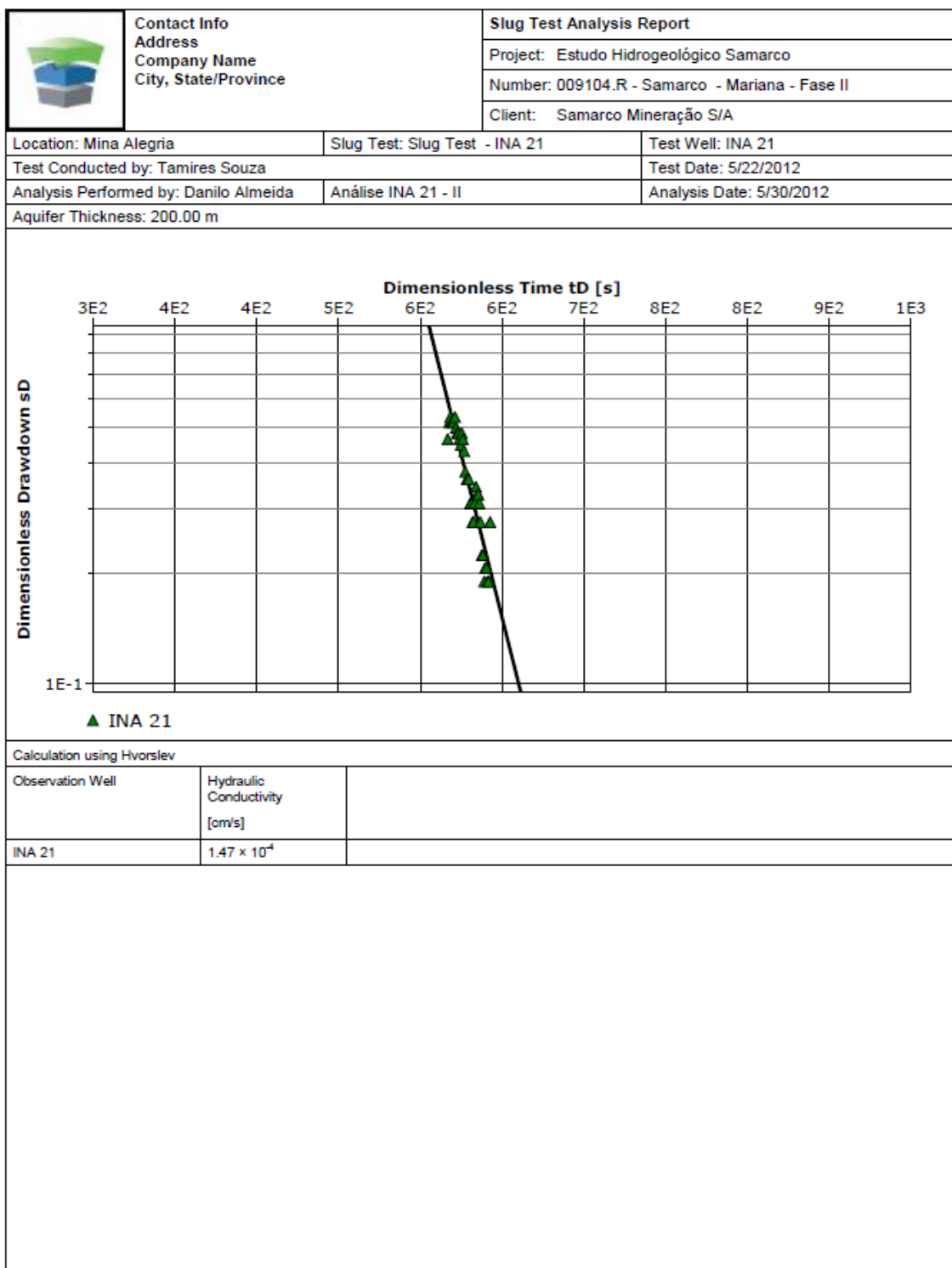


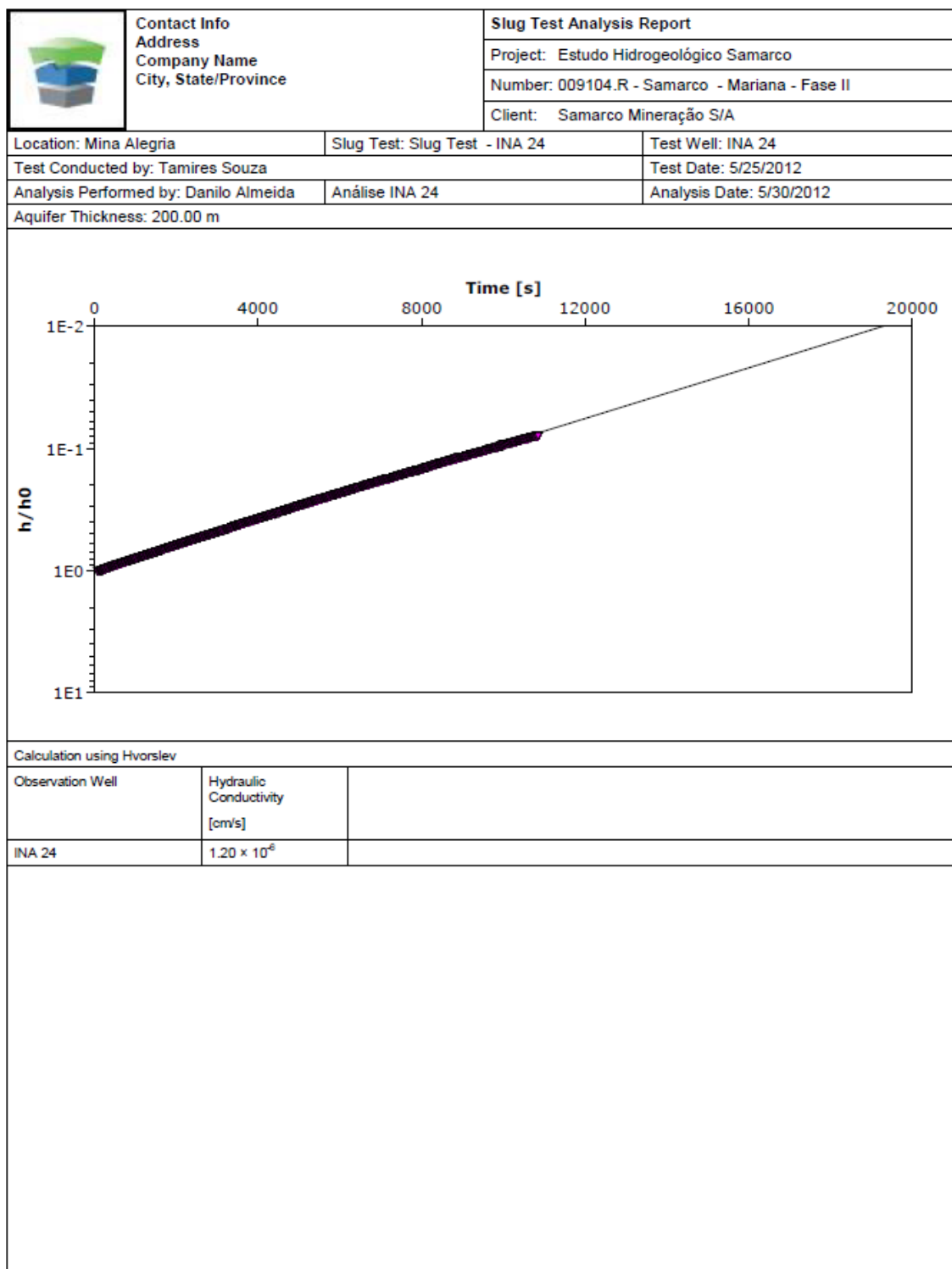


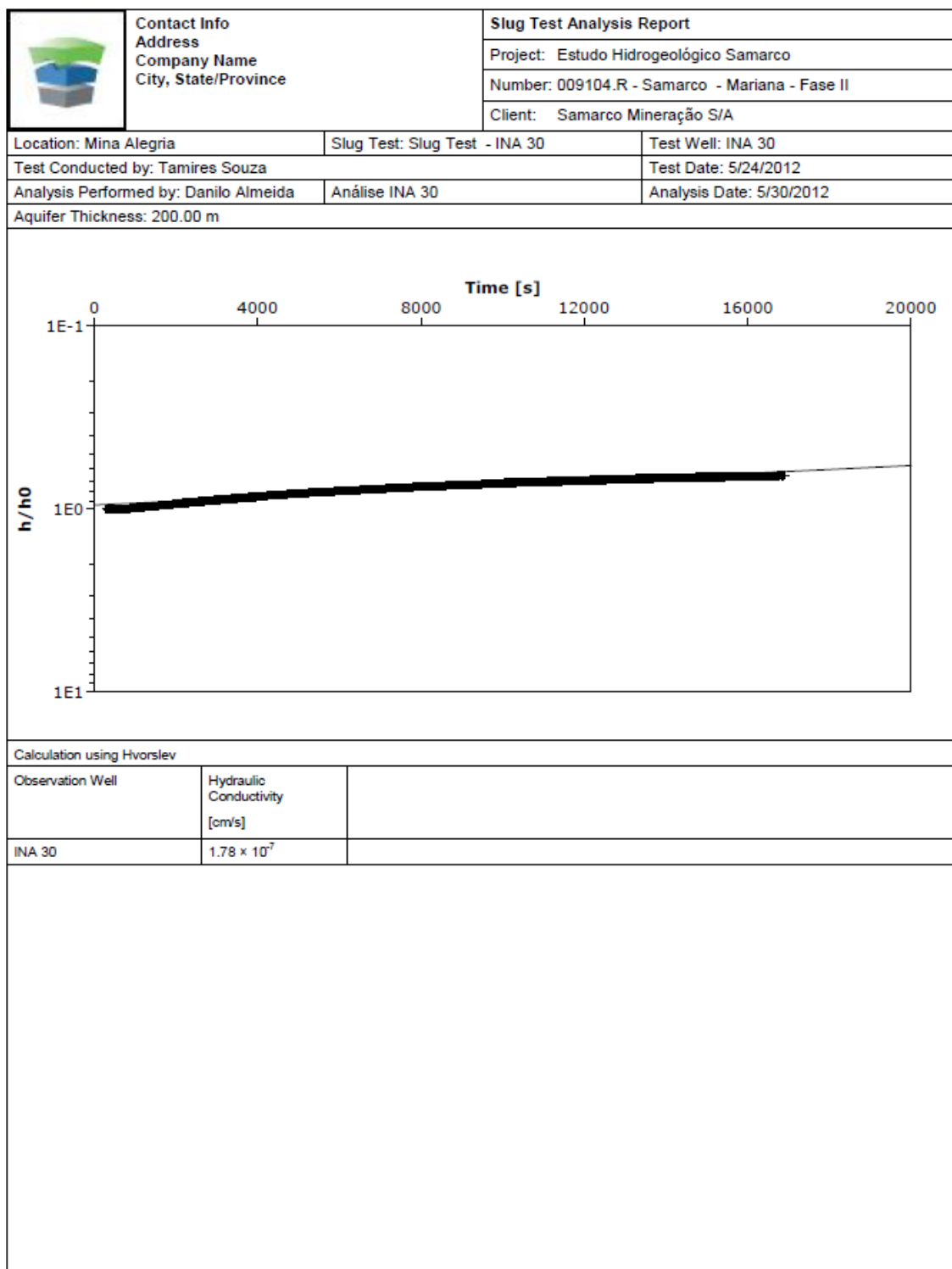
	Contact Info		Slug Test Analysis Report	
	Address		Project: Estudo Hidrogeológico Samarco	
	Company Name		Number: 009104.R - Samarco - Mariana - Fase II	
	City, State/Province		Client: Samarco Mineração S/A	
Location: Mina Alegria		Slug Test: Slug Test - INA 21		Test Well: INA 21
Test Conducted by: Tamires Souza				Test Date: 5/22/2012
Analysis Performed by: Danilo Almeida		Análise INA 21		Analysis Date: 5/30/2012
Aquifer Thickness: 200.00 m				

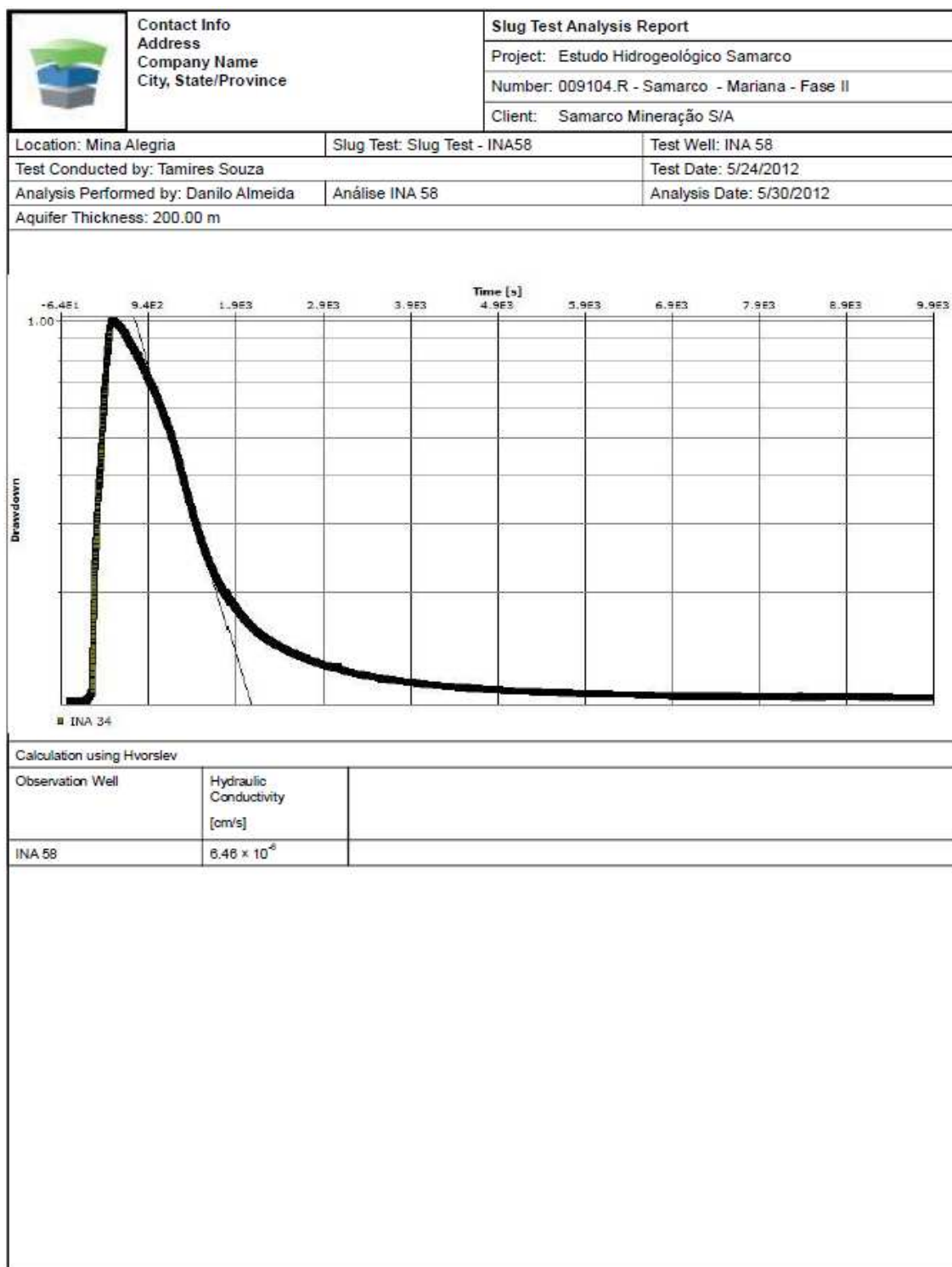


Calculation using Hvorslev		
Observation Well	Hydraulic Conductivity [cm/s]	
INA 21	7.91×10^{-4}	

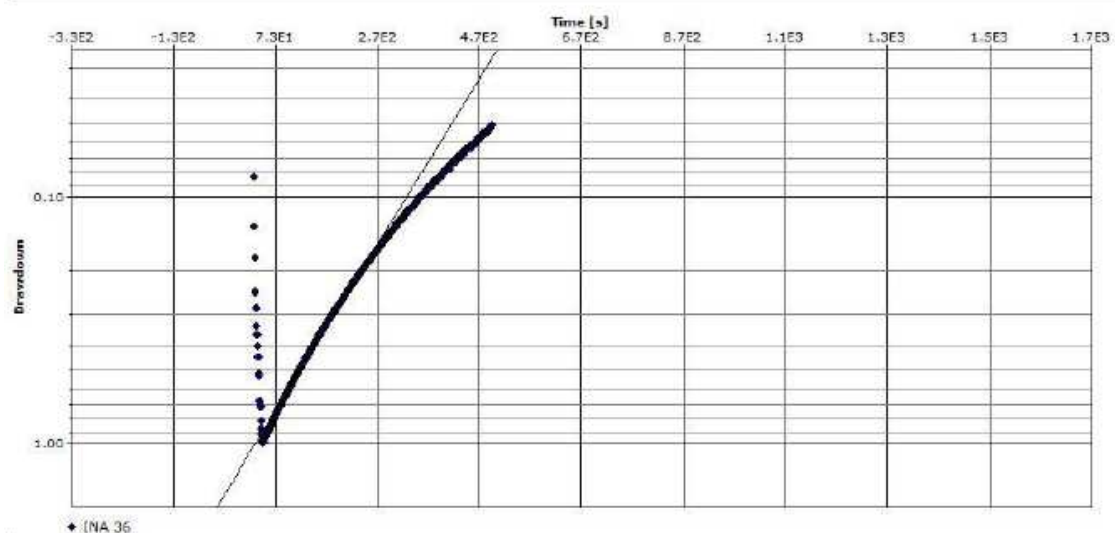




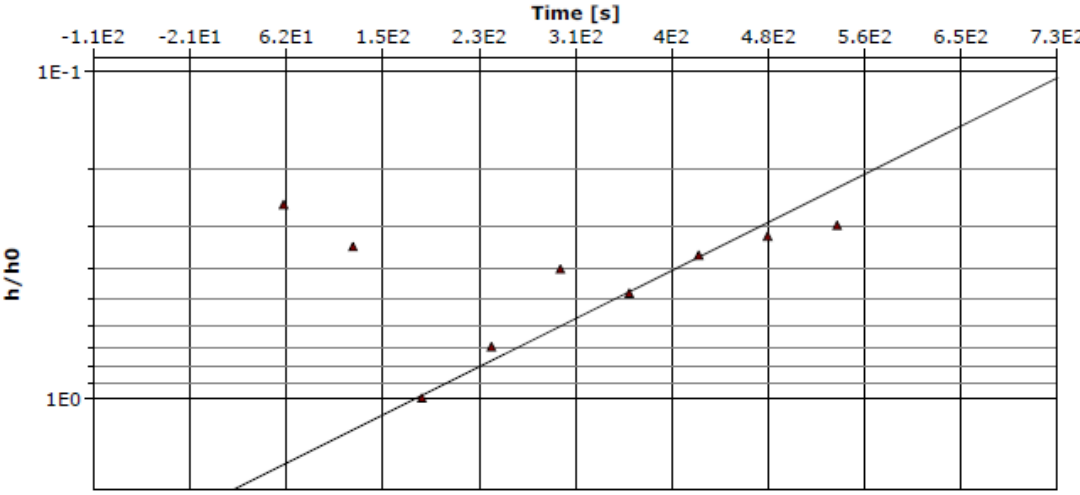




	Contact Info		Slug Test Analysis Report	
	Address		Project: Estudo Hidrogeológico Samarco	
	Company Name		Number: 009104.R - Samarco - Mariana - Fase II	
	City, State/Province		Client: Samarco Mineração S/A	
Location: Mina Alegria		Slug Test: Slug Test - INA36		Test Well: INA 36
Test Conducted by: Tamires Souza				Test Date: 5/24/2012
Analysis Performed by: Danilo Almeida		Análise INA 36		Analysis Date: 5/30/2012
Aquifer Thickness: 200.00 m				



Calculation using Hvorslev		
Observation Well	Hydraulic Conductivity [cm/s]	
INA 36	3.89×10^{-6}	

	Contact Info		Slug Test Analysis Report	
	Address		Project: Estudo Hidrogeológico Samarco	
	Company Name		Number: 009104.R - Samarco - Mariana - Fase II	
	City, State/Province		Client: Samarco Mineração S/A	
Location: Mina Alegria		Slug Test: Slug Test - INA51		Test Well: INA 51
Test Conducted by: Tamires Souza			Test Date: 5/22/2012	
Analysis Performed by: Danilo Almeida		Análise INA 51		Analysis Date: 5/30/2012
Aquifer Thickness: 200.00 m				
Time [s]  ▲ INA 51				
Calculation using Hvorslev				
Observation Well	Hydraulic Conductivity [cm/s]			
INA 51	2.88×10^{-6}			

