

ALFREDO FILOCOMO

**ANÁLISE DO COLAPSO DE ESTRUTURA EM ROCHA
DE SUPERFÍCIE**

São Paulo

2017

ALFREDO FILOCOMO

**ANÁLISE DO COLAPSO DE ESTRUTURA EM ROCHA
DE SUPERFÍCIE**

Trabalho de Formatura em Engenharia de Minas do curso de graduação do Departamento de Engenharia de Minas e Petróleo da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Orientador: Prof. Dr. Eduardo César Sansone

São Paulo

2017

TF-2017
F487a
Sjshw 2880980

H 2017e

DEDALUS - Acervo - EPMI



31700010034

Catálogo-na-publicação

FILOCOMO, Alfredo

Análise do Colapso de Estrutura em Rocha de Superfície / A.
FILOCOMO -- São Paulo, 2017.
62 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Minas e Petróleo.

1.Engenharia de minas 2.Geologia de mineração 3.Taludes I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Minas e Petróleo II.t.

DEDICATÓRIA

Trabalho dedicado à minha família, que me possibilitou chegar até aqui.

“Por isso vê lá onde pisa

Respeite a camisa que a gente suou

Respeite quem pode chegar onde a gente chegou

E quando pisar no terreiro

Procure primeiro saber quem eu sou

Respeite quem pode chegar onde a gente chegou.”

Jorge Aragão

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu país e à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo pela oportunidade de me tornar engenheiro através de ensino de qualidade e gratuito.

Agradeço ao Prof. Dr. Stefan Kruse que me permitiu desenvolver este trabalho durante intercâmbio na *University of New Brunswick*, Canadá.

Agradeço às pessoas responsáveis pelo gerenciamento do Parque Provincial Hopewell pelo suporte e apoio durante o desenvolvimento do trabalho.

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Eduardo César Sansone pelo suporte, atenção e apoio durante o desenvolvimento do trabalho de conclusão do curso.

Por fim e mais importante, agradeço a Deus e à minha família pela oportunidade de chegar até aqui.

RESUMO

No dia 14 de março de 2016, em New Brunswick, Canadá, ocorreu o colapso parcial de uma estrutura em rocha de superfície no Parque Provincial Hopewell. Com o objetivo de entender o mecanismo de falha geomecânico por trás do colapso parcial da *Elephant Rock*, foram conduzidas visitas à região do colapso com coleta de dados e análises laboratoriais. Trabalhos de campo incluíram coleta de dados geomecânicos e estruturais do maciço rochoso, amostragem de rochas e utilização de drone que capturou fotos para criação de modelo 3D da *Elephant Rock*. Testes laboratoriais foram conduzidos em amostras de forma a obter valores de densidade de grão do material e resistência à compressão uniaxial da rocha. Para obtenção da resistência à compressão uniaxial, utilizou-se o teste de carregamento pontual em amostras de conglomerado de grãos finos e grãos grossos com carregamentos perpendiculares e paralelos aos grãos de forma a testar efeitos de anisotropia. Posteriormente, testes de perfuração e análises em campo foram empregados para determinar a designação de qualidade da rocha (RQD), que foi considerada igual a zero. Baseado nos dados laboratoriais, uma classificação do maciço rochoso igual a muito pouco competente foi obtida, bem como um modelo 3D que auxiliou a identificar como mecanismo de falha da *Elephant Rock* o método de ruptura por falha em cunha.

Palavras-chave: geologia de mineração, mecanismos de ruptura, colapso de rocha de superfície.

ABSTRACT

On March 14th, 2016, a partial collapse of a rock structure occurred at Hopewell Provincial Park, New Brunswick, Canada. Aiming to understand the Elephant Rock's collapse failure mechanism, fieldwork and laboratory tests were conducted. Fieldwork included collection of structural and geotechnical data, sampling and deployment of a lightweight (UAV) used to build a full 3D point-cloud model of the Elephant Rock. Laboratory tests were conducted on samples to measure the grain density (Liquid Saturation Method) and estimate Unconfined Compressive Strength of the rock (Point Load Test). Point load tests were conducted on samples of both coarse grained-conglomerate and sandstone horizons. Fabric anisotropy effects on rock strength were tested as well. Additionally, test drilling of samples and field analysis were also conducted to estimate RQD (Rock Quality Designation) equals to zero. Based on laboratory testing and field data, a rock mass classification was conducted and a 3D model of the area was created. That allowed to identify the wedge failure mechanism to account for the 2016 Collapse.

Key-words: mining geology, rupture mechanisms, collapse of surface rock.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Orientação de descontinuidade.....	14
Figura 2 - Projeção estereográfica de um plano.....	14
Figura 3 - Projeção estereográfica de uma série de planos.	15
Figura 4 - Modelo do ensaio de resistência à tração.....	20
Figura 5 - Metodologia para cálculo do RQD.	21
Figura 6 - Deslizamento de taludes.....	23
Figura 7 - Ruptura circular.....	24
Figura 8 - Ruptura planar e em cunha.....	24
Figura 9 - Ruptura por tombamento.	25
Figura 10 - Queda de fragmentos de rochas.....	25
Figura 11 - Elephant Rock antes e após colapso.....	26
Figura 12 - UAV DJi Inspire.....	27
Figura 13 - Amostras utilizadas para cálculo da densidade do conglomerado em estudo.	29
Figura 14 - Vista ortogonal do Parque Provincial Hopewell direcionada ao norte.....	31
Figura 15 - Modelo 3D da Elephant Rock.	32
Figura 16 - Plano de falha na Elephant Rock.....	34
Figura 17 - Exemplo de falha em cunha na mineração.....	38

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Caracterização de descontinuidades e estrato geológico.	33
Tabela 2 - Cálculo de densidade da rocha em estudo.	33
Tabela 3 - Cálculo de área e volume referentes ao colapso.	34
Tabela 4 - Tensões atuantes no plano de falha.	35
Tabela 5 - Resistência à compressão e à tração do conglomerado de grãos finos.	35
Tabela 6 - Resistência à compressão e à tração do conglomerado de grãos grossos. .	35
Tabela 7 - Cálculo do RMR.	36

SUMÁRIO

1. Introdução	11
1.1 Objetivos	12
2. Revisão da Literatura	13
2.1 Maciços rochosos	13
2.1.1 Definição.....	13
2.1.2 Influência das descontinuidades em rocha sobre as obras de engenharia	13
2.1.3 Principais características das descontinuidades em rocha	14
2.1.4 Orientação das descontinuidades	14
2.1.5 Número de famílias	16
2.1.6 Espaçamento	16
2.1.7 Persistência.....	17
2.1.8 Tamanho de bloco.....	17
2.1.9 Rugosidade	17
2.1.10 Resistência das paredes	17
2.1.11 Preenchimento	17
2.1.12 Abertura.....	18
2.1.13 Infiltração de água	18
2.2 Classificações geomecânicas de maciços rochosos.....	18
2.2.1 Resistência à compressão uniaxial.....	19
2.2.2 Resistência à tração	20
2.2.3 RQD.....	21
2.2.4 RMR.....	22
2.2.5 Q-System.....	23

2.3 Problemas em taludes em rocha.....	23
2.3.1 Mecanismos de ruptura.....	24
3. Materiais e Métodos.....	27
4. Resultados e Discussões.....	32
5. Conclusões.....	40
Referências.....	41
Anexos.....	43
Apêndices.....	48

1. INTRODUÇÃO

A estabilidade de estruturas em rochas de superfície, sejam estas artificiais (produzidas através de obras de engenharia) ou naturais (produzidas através da erosão ou modelo de deposição geológico, por exemplo), possui grande impacto em obras de engenharia, já que afeta diretamente a segurança do ambiente de trabalho, bem como a produtividade em casos de empreendimentos mineiros.

Neste contexto, estudos de estabilidade e mecanismos de rupturas em estruturas em rocha superficiais são continuamente desenvolvidos e empregados na mineração visando aumentar a segurança no ambiente de trabalho e, também, garantir produtividade na operação.

Em 14 de março de 2016, ocorreu um colapso parcial de uma estrutura natural em rocha de superfície (*Elephant Rock*) no Parque Provincial Hopewell, New Brunswick, Canadá. O parque situa-se na baía de Fundy em New Brunswick, Canadá, e conta com a maior variação de maré do mundo: 12 metros por dia. Esta variação de maré aliada às grandes variações de temperatura do Canadá, que provocam um processo de congelamento-descongelamento, formaram, ao longo dos anos, estruturas rochosas naturais com os mais diversos formatos atraindo milhares de turistas anualmente.

O incidente envolvendo o monumento natural do Parque Provincial Hopewell estimulou o desenvolvimento de um estudo geomecânico do maciço rochoso em que se situa o parque, bem como o mecanismo de ruptura do colapso da rocha de superfície visando compará-lo com problemas típicos de instabilidade na mineração.

1.1 OBJETIVOS

Analisar o colapso de uma estrutura em rocha de superfície por meio da caracterização geomecânica do maciço rochoso e do mapeamento da superfície por técnica de imageamento tridimensional e relacioná-lo com problemas de instabilidade típicos da mineração a céu aberto.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1 MACIÇOS ROCHOSOS

Qualquer estudo de estabilidade de estruturas em rocha depende de uma investigação da geologia local objetivando mapear as características das rochas e das famílias de descontinuidades presentes no maciço rochoso, a obtenção de dados geológicos que permitam realizar a classificação geomecânica do maciço rochoso (sistemas RMR e *Q-System*, por exemplo) e a aquisição de amostras para o estudo da competência da rocha e outros parâmetros, como por exemplo o RQD (*Rock Quality Designation Index*).

2.1.1 Definição

De acordo com Costa (2007), maciço rochoso é definido como o conjunto formado por um material rochoso (rocha) e suas descontinuidades (juntas, planos de clivagem, xistosidades, falhas geológicas, entre outros), que são superfícies de fraqueza que separam regiões de rocha intacta.

2.1.2 Influência das descontinuidades em rocha sobre as obras de engenharia

As descontinuidades e seus espaçamentos em maciços rochosos são os grandes responsáveis por acidentes e eventos decorrentes da instabilidade do material rochoso. Segundo Carpio (2010), as descontinuidades presentes em um maciço rochoso afetam a resistência do material, a permeabilidade e a necessidade de suporte em determinada região do maciço. Em outras palavras, são as descontinuidades que caracterizam estruturalmente um maciço rochoso.

2.1.3 Principais características das descontinuidades em rocha

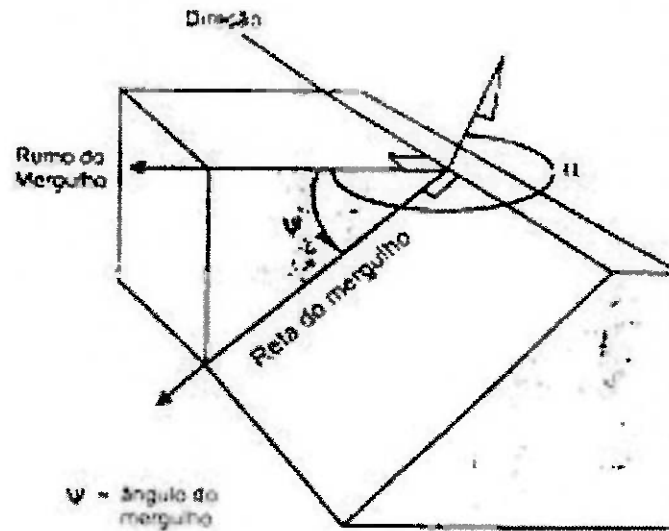
Priest (1993) indica como principais características das descontinuidades que podem afetar a estabilidade de estruturas rochosas os seguintes fatores:

- Orientação
- Número de famílias
- Espaçamento
- Persistência
- Tamanho de bloco
- Rugosidade
- Resistência das paredes
- Abertura
- Preenchimento
- Infiltração de água

2.1.4 Orientação das descontinuidades

Orientação é a posição espacial de uma descontinuidade caracterizada pelo ângulo de mergulho em relação ao plano horizontal e pelo azimute formado entre o norte e a direção da linha de intersecção entre estes dois planos, sendo este perpendicular à direção do mergulho. Como há uma relação de 90° entre a direção da camada rochosa e a direção (rumo) do mergulho, usualmente caracteriza-se uma descontinuidade por seu ângulo de mergulho e a direção de mergulho (Carpio, 2010).

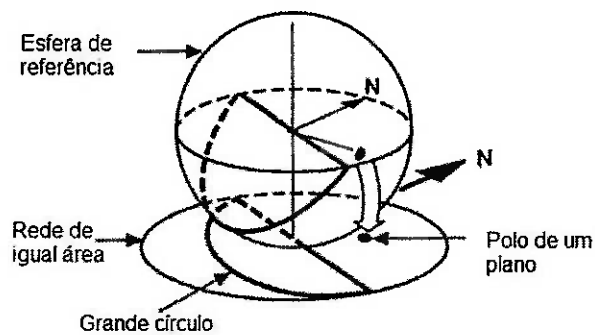
Figura 1 – Orientação de descontinuidade.



Fonte: Autor desconhecido.

Para representação e estudo de dados relativos à orientação de descontinuidades, utiliza-se o método de projeção estereográfica. Através do traço do plano da descontinuidade em uma esfera de referência e da sua projeção em uma rede de igual área (grande círculo).

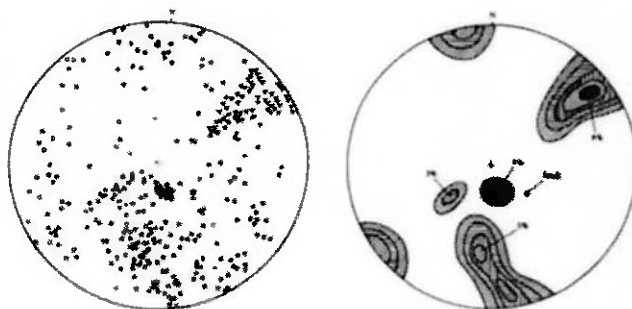
Figura 2 - Projeção estereográfica de um plano.



Fonte: Adaptado pelo autor de Sansone (2017).

Pode-se, também, projetar a reta normal do plano através de seu respectivo polo, como o vetor ortogonal à estrutura projetada.

Figura 3 - Projeção estereográfica de uma série de planos.



Fonte: Adaptado pelo autor de Sansone (2017).

2.1.5 Número de famílias

De acordo com Carpio (2010), descontinuidades são classificadas dentro de uma mesma família quando possuem propriedades similares, tais como direção do mergulho e ângulo de mergulho. O número de famílias presente em um maciço rochoso indica o grau de fraturamento do material e, conseqüentemente, aumenta o número de blocos de rochas formados através da intersecção das descontinuidades.

2.1.6 Espaçamento

Segundo Carpio (2010), espaçamento é a distância perpendicular entre dois planos de descontinuidades pertencentes à mesma família.

2.1.7 Persistência

A persistência de uma descontinuidade caracteriza-se pelo comprimento do traço visível da descontinuidade. Pode ser caracterizada, em outras palavras, como o comprimento da descontinuidade (Carpio, 2010).

2.1.8 Tamanho de bloco

A intersecção entre descontinuidades culmina na formação de blocos que, dependendo de sua posição em relação ao maciço rochoso, podem estar livres e escorregarem em relação à superfície de uma ou mais descontinuidades.

O tamanho dos blocos é afetado pelo grau de faturamento do maciço (número de famílias de descontinuidades presentes) e pelo espaçamento entre as descontinuidades.

2.1.9 Rugosidade

A rugosidade é caracterizada pelo grau de ondulação ou aspereza da descontinuidade (Carpio, 2010). Usualmente utiliza-se uma régua de caracterização de perfil para a classificação da rugosidade de descontinuidades (consultar anexo C para caracterização de perfil de descontinuidades).

2.1.10 Resistência das paredes

A resistência das paredes de descontinuidades depende do material rochoso de que é composta, do grau de alteração (intemperismo) e do preenchimento (Carpio, 2010). Usualmente a parede apresenta resistência menor, já que esteve suscetível às alterações no decorrer do tempo.

2.1.11 Preenchimento

O preenchimento é o material que se acumula na abertura das descontinuidades e é,

usualmente, menos resistente do que a rocha sã do maciço rochoso. Esse material é responsável pela separação das paredes das descontinuidades (Sansone, 2017).

2.1.12 Abertura

É a distância perpendicular entre as paredes adjacentes de uma descontinuidade quando não há presença de material sólido ou água preenchendo a descontinuidade (Sansone, 2017).

2.1.13 Infiltração de água

É a presença de água em movimento ou parada entre as paredes da descontinuidade que acarreta na diminuição da resistência devido à diminuição da força de atrito, já que a presença de água gera forças para afastamento das paredes acarretando na diminuição da força normal atuante (Sansone, 2017).

2.2 CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS DE MACIÇOS ROCHOSOS

Segundo Hoek (1998), estudos de classificação de maciços rochosos são essenciais e servem como direcionamento e verificação de todos os parâmetros essenciais para posterior avaliação criteriosa e detalhada sobre a estabilidade geomecânica de maciços rochosos. Ainda de acordo com Hoek (1998), estudos de classificação de maciços rochosos têm sido desenvolvidos desde Ritter (1879), sendo RMR (Bieniawski 1973 e 1989) e *Q-System* (Barton et al 1974) alguns dos métodos de classificação geomecânica mais aplicados.

Segundo Bieniawski (1975), os seguintes parâmetros são utilizados para classificação de maciços rochosos segundo a metodologia do RMR:

- Resistência à compressão uniaxial do material rochoso (σ_c).
- *Rock Quality Designation Index* (RQD).

- Espaçamento das descontinuidades.
- Condição das descontinuidades.
- Orientação das descontinuidades.
- Condição de umidade.

2.2.1 Resistência à compressão uniaxial (σ_c)

De acordo com (Hoek, 1998), a resistência à compressão uniaxial pode ser obtida, usualmente, através de equipamento especializado capaz de aplicar uma força unidirecional e perpendicular à seção da amostra em estudo, de forma a registrar o contínuo aumento da força aplicada e a consequente deformação da amostra.

Os testes são aplicados em amostras cujo diâmetro, idealmente, varia de 20 a 75 mm com comprimento cerca de 3 vezes maior do que o diâmetro (Hoek, 1998).

Existem outros métodos de análise indireta para obtenção da resistência à compressão uniaxial, tal como o Teste de Carregamento Pontual (*Point Load Test*).

A metodologia utilizada nesse método correlaciona fatores geométricos da amostra com a força de carregamento no momento de ruptura da amostra de acordo com a equação 1 descrita por Bureau of Indian Standards (1998):

$$IL(50) = \frac{(P)}{((D*W)^{0,75}*(D50)^{0,5}} \quad (1)$$

Onde:

- P é a força atuante no momento de ruptura em N.
- O produto (D*W) é a menor seção da amostra em mm².
- IL (50) é a resistência à compressão obtida no teste MPa.
- D50 é o diâmetro padrão de 50 mm da amostra.
- D é a distância entre os pontos superior e inferior de aplicação de carga em mm.

- W é a largura média da seção transversal cuja área é mínima em mm.

Para cálculo da resistência à compressão uniaxial através do teste carregamento pontual é necessário utilizar um fator de correlação entre o fator obtido no ensaio de carregamento pontual e a resistência à compressão uniaxial. Segundo Bieniawski (1975), este fator de correlação é função do diâmetro do cilindro da amostra e é descrito pela equação (2):

$$\sigma_c = k * IL (50) (2)$$

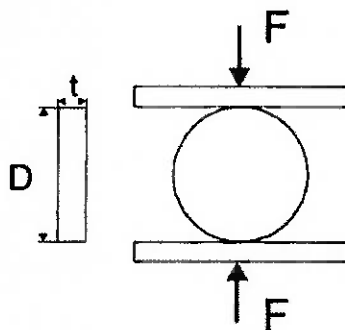
- σ_c é a resistência à compressão uniaxial em MPa.
- k é o fator de correlação adimensional entre a resistência à compressão uniaxial e a valor obtido no ensaio de carregamento pontual.

Bieniawski (1975) diz que o fator de correlação k é igual a 22,5.

2.2.2 Resistência à tração

A resistência à tração de uma rocha pode ser calculada através do Teste de Disco Brasileiro. Segundo Bradt et al. (2002), o ensaio é baseado na compressão de uma amostra cilíndrica através de duas placas até que o material se rompa, sendo que uma análise na amostra após o rompimento indica a presença de componentes da tensão de tração contidos no plano do cilindro e perpendicular à linha de carregamento.

Figura 4 - Modelo do ensaio de resistência à tração.



Fonte: Adaptado pelo autor de Bradt et al. (2002).

A máxima tensão de tração obtida no teste e que corresponderá à resistência à tração, segundo Bradt et al. (2002), é dada por:

$$\sigma_t = \frac{2 * F}{D * \pi * T} \quad (3)$$

Onde:

σ_t é a resistência à tração do material MPa.

F é o carregamento na ruptura em N.

D é o diâmetro da amostra em m.

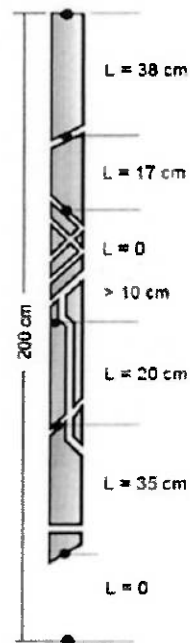
T é a espessura da amostra em m.

2.2.3 RQD

O RQD (*Rock Quality Designation Index*) foi desenvolvido por Deere et al (1967) de forma a estimar quantitativamente a qualidade de maciços rochosos através de furos de sondagem. Este índice de qualidade da rocha é definido como porcentagem de fragmentos de rocha intacta (fragmentos cujos comprimentos são maiores do que 100 mm) em relação ao comprimento total do testemunho de sondagem.

Um exemplo do cálculo RQD é apresentado a partir dos dados da figura 5.

Figura 5 - Metodologia para cálculo do RQD.



Fonte: Adaptado pelo autor de Hoek (1998).

O RQD é definido pela equação 4:

$$RQD = \frac{\sum \text{Comprimento} > 100\text{mm}}{\text{Comprimento Total}} * 100 \quad (4)$$

Aplicando os dados da figura 5 na equação 4, o seguinte RQD foi obtido:

$$RQD = \frac{38 + 17 + 20 + 35}{200} * 100 = 55\%$$

2.2.4 RMR

A classificação geomecânica de maciços rochosos proposta por Bieniawski em 1975 denominada RMR – *Rock Mass Rating* é baseada na resistência à compressão uniaxial da rocha, RQD e espaçamento, condição, orientação e umidade das descontinuidades.

A classificação varia de 0 a 100, sendo 100 a melhor condição possível. O RMR é obtido

pela soma das classificações atribuídas a cada um desses parâmetros através da metodologia exposta no Anexo A.

2.2.5 Q-System

A classificação *Q-System* (*Rock Tunnelling Quality Index*) é definida como a multiplicação de parâmetros relacionados às propriedades do maciço rochoso, tal como indicado pela equação (5).

$$Q = \frac{RQD * J_r * J_w}{J_n * J_a * SRF} \quad (5)$$

Onde:

J_n é o fator relacionado à quantidade de famílias de descontinuidades.

J_r está relacionado à rugosidade das descontinuidades classificada através da figura apresentada no anexo C.

J_a avalia o grau de alteração das descontinuidades.

J_w é o fator de redução relacionado à presença de água percolada.

SRF é o fator de redução relacionado à competência da rocha.

Os valores numéricos para estes fatores são obtidos de acordo com as tabelas do anexo B.

2.3 PROBLEMAS EM TALUDES EM ROCHA

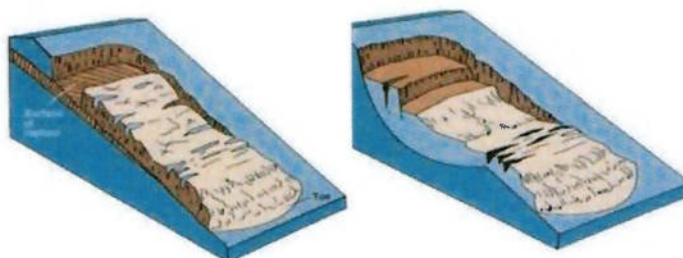
De acordo com Hoek (1998), a análise da condição de estabilidade de escavações em maciços rochosos, e dentre estes estão os taludes, depende, prioritariamente, de correta observação e interpretação das condições geológicas e estruturais do maciço rochoso, visto que problemas estruturais relacionados à estabilidade de taludes estão relacionados, essencialmente, à presença e intersecção de condições geomecânicas, tais como descontinuidades, zonas de cisalhamento, mergulho e direção da camada rochosa, competência da rocha e falhas geológicas no maciço rochoso.

2.3.1 Mecanismos de ruptura

Hoek (1998) definiu os principais problemas de estabilidade em taludes e suas causas, sendo eles:

- Deslizamento: as principais causas determinantes dos deslizamentos de taludes são a presença de falhas geológicas, tensão de cisalhamento no plano de falha, percolação de água e tensões provocadas por terremotos. Esses mecanismos de ruptura implicam em deslizamentos sobre superfícies aproximadamente circulares de parte do talude sobre o plano de falha geológico existente ou outra feição estrutural do maciço rochoso.

Figura 6 - Deslizamento de taludes.



Fonte: Adaptado pelo autor de Shanmugam (2015).

- Ruptura circular: Taludes cuja inclinação da face ultrapasse o ângulo de atrito do material podem se tornar instáveis, visto que a componente tangencial da força peso torna-se maior do que a força de atrito que resiste ao rompimento. As estruturas resultantes do colapso possuem formato aproximadamente esférico.

Figura 7 - Ruptura circular.



Fonte: Adaptado pelo autor de Prajapati (20--).

- Ruptura planar ou em cunha: Taludes com alto grau de fraturamento podem se romper através da intersecção de três diferentes discontinuidades e a face do talude podendo formar blocos ou planos livres que podem deslizar sobre um de seus planos formadores, desde que a inclinação supere o ângulo de atrito.

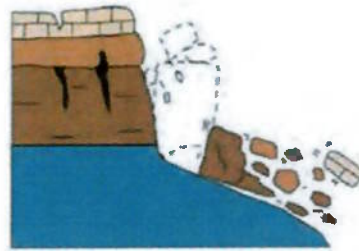
Figura 8 - Ruptura planar e em cunha.



Fonte: Adaptado pelo autor de Prajapati (20--).

- Ruptura por tombamento: taludes situados em maciços rochosos que possuem uma família de descontinuidade aproximadamente vertical e com pequeno espaçamento podem romper por tombamento.

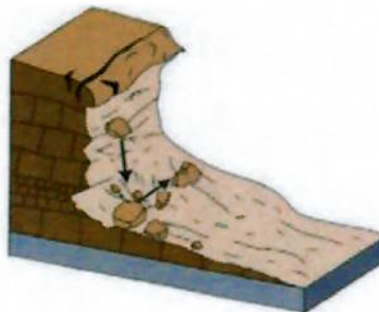
Figura 9 - Ruptura por tombamento.



Fonte: Adaptado pelo autor de Shanmugan (2015).

- Queda de blocos: devido à geometria e faturamento do maciço rochoso, podem existir blocos de rocha livres que se desprendem do maciço e deslizam adquirindo alta velocidade em seu movimento.

Figura 10 - Queda de fragmentos de rochas.



Fonte: Adaptado pelo autor de Shanmugan (2015).

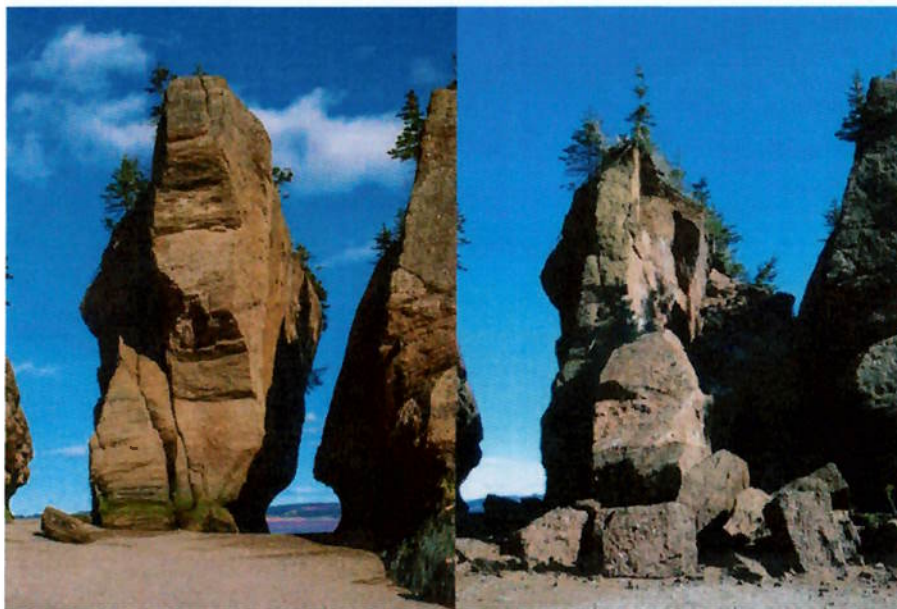
Estudos de estabilidade de taludes visam avaliar a segurança e a funcionalidade do projeto de escavação, bem como a otimização da relação de lavra, fator que correlaciona a extração de minério e estéril na mineração.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

O Parque Provincial Hopewell está localizado em New Brunswick, Canadá, próximo à Baía de Fundy. O parque caracteriza-se pela enorme quantidade de formações rochosas (conglomerados) de formatos diversos e peculiares gerados devido à morfologia de sedimentação, estrutura e dureza da rocha, ação da erosão causada por ondas e alta variação de maré (cerca de 12 metros por dia) e grande variação de temperatura durante as estações culminando em processo de congelamento-descongelamento.

Este estudo de caso foi desenvolvido objetivando entender o mecanismo de ruptura relacionado ao colapso da *Elephant Rock* em 2016.

Figura 11 - Elephant Rock antes e após colapso.



Fonte: Snair (2016).

Para caracterização das discontinuidades e estrato geológico em campo, duas metodologias diferentes foram empregadas: utilização de bússola (medições manuais) e um veículo aéreo não tripulado (UAV), popularmente conhecido como drone.

Figura 12 - UAV DJi Inspire.



Fonte: Autor desconhecido.

As medições manuais foram feitas na rocha alvo de estudo (*Elephant rock*), bem como em regiões próximas à rocha devido à uniformidade da região geológica em questão. Os dados foram tratados em um programa de computador capaz de plotar e realizar análises estereográficas dos dados em questão.

O UAV utilizado foi um DJi Inspire equipado com câmera de 16 megapixel Zenmuse X5's M4/3, cujo objetivo foi coletar fotos georreferenciadas para mapeamento da área e da rocha que sofrera ruptura. Para mapeamento da região, programou-se o drone para captura de fotos ortogonais à topografia da região. Para a construção do modelo 3D da rocha, o drone percorreu rotas paralelas à rocha enquanto armazenava as fotos que capturava. A análise de dados foi feita através de dois programas computacionais: *Agisoft Photoscantm* e *CloudCompare*.

Através do *Agisoft Photoscantm* construiu-se um mapa aéreo da região e um modelo 3D da estrutura em rocha. O programa trabalha, inicialmente, de modo a alinhar as fotos de acordo com o georreferenciamento nelas registrado. A próxima etapa é a construção de uma nuvem de pontos e, em seguida, através da interpolação de dados entre as regiões mais próximas, geram-se os mapas e modelos finais. O *Agisoft Photoscantm* permite,

também, calcular área e volume de regiões de interesse, o que possibilitou estimar a tensão atuante no plano de ruptura da *Elephant Rock*.

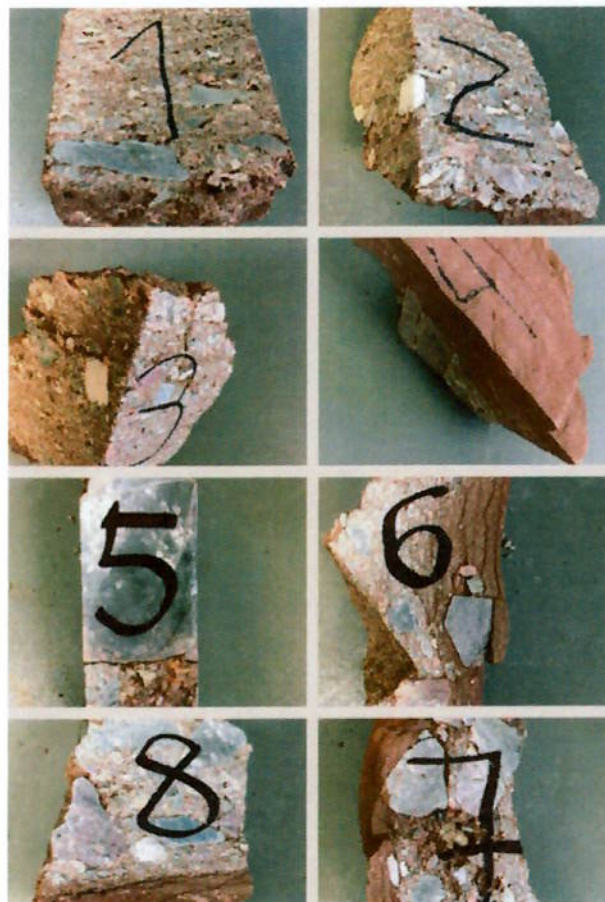
Através do modelo 3D criado para a estrutura em rocha de superfície, pôde-se exportar a nuvem de pontos para o *CloudCompare*, programa capaz de identificar planos geológicos e suas orientações e classificá-los em famílias, bem como identificar a distância entre descontinuidades. A utilização desta metodologia permite a comparação com os dados obtidos através da bússola e reconhecimento da representatividade dos dados.

Para análise das propriedades físicas do conglomerado em estudo, amostras foram coletadas e conduzidas ao laboratório da *University of New Brunswick* para ensaios de densidade e competência da rocha, além de se obter o parâmetro RQD.

Para cálculo da densidade utilizou-se o Método de Saturação Líquida (American Petroleum Institute, 2008), que permite calcular a porosidade e densidade da rocha através de medições de massas de amostras secas, saturadas e saturadas submersas em líquido de densidade conhecida.

Inicialmente pesaram-se oito amostras cujos tamanhos aproximavam-se ao de um punho e obtiveram-se os valores de massa seca. Para saturação das amostras, utilizou-se uma bacia à vácuo e colocaram-se as amostras totalmente submersas em água. Diariamente as amostras foram pesadas e colocadas de volta submersas em água e submetidas à vácuo de modo a identificar variações de medições e garantir precisão de que as amostras realmente estavam saturadas.

Figura 13 - Amostras utilizadas para cálculo da densidade do conglomerado em estudo.



Fonte: Elabora pelo próprio autor.

Os estudos das amostras 1, 3 e 4 iniciaram-se em 07/06/2016, enquanto para as demais amostras a partir do dia 09/06/2016. Importante constar que em 09/06/2016 a amostra 4 se quebrou em diversos fragmentos e tornou-se inapropriada devido à possíveis perdas de massa e alteração da estrutura inicial.

As equações que relacionam as massas obtidas em laboratório com a densidade e porosidade da rocha estão descritas em (6), (7), (8) e (9) (American Petroleum Institute, 1998).

$$\rho_s = \rho_w * \frac{M_2}{M_2 - M_3} \quad (6)$$

$$\rho_d = \rho_w * \frac{M_1}{M_2 - M_3} \quad (7)$$

$$\rho_m = \rho_w * \frac{M_1}{M_1 - M_3} \quad (8)$$

$$\theta = \frac{M_2 - M_1}{M_2 - M_3} \quad (9)$$

Onde:

ρ_s é a densidade da rocha saturada em kg/m^3 .

ρ_d é a densidade da rocha seca em kg/m^3 .

ρ_m é a densidade do grão em kg/m^3 .

M_1 é a massa seca da amostra no ar em kg.

M_2 é a massa saturada da amostrada no ar em kg.

M_3 é a massa saturada submersa em água em kg.

Θ é a porosidade.

Para o estudo da resistência à compressão uniaxial da rocha coletou-se diversas amostras de grande porte que foram conduzidas para um laboratório especializado em corte de rochas para se obter cilindros em dimensões exigidas para a realização do teste.

A conclusão que se teve do material é que era impossível perfurá-lo sem que quebras ocorressem. Tal informação aliada com observações de campo que mostravam um maciço rochoso altamente fraturado serviram como base para cálculo do RQD. Assim, o RQD foi definido igual a zero também como forma de adotar uma análise mais conservadora cujo resultado implique em um fator de segurança maior.

A impossibilidade de perfurar as amostras coletadas também indicou que seria necessário utilizar outro teste para cálculo da resistência à compressão uniaxial: o ensaio de carregamento pontual.

Para realizar o ensaio de carregamento pontual foi necessário estimar o tamanho ótimo de amostra (próximo ao tamanho de um punho), de acordo com Bieniawski (1975).

Durante a análise das amostras, notou-se variação de propriedades e os ensaios foram divididos em quatro etapas: carregamentos paralelos e perpendiculares à direção do

estrato geológico em conglomerados de grãos finos e carregamentos paralelos e perpendiculares em conglomerados de grãos grossos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

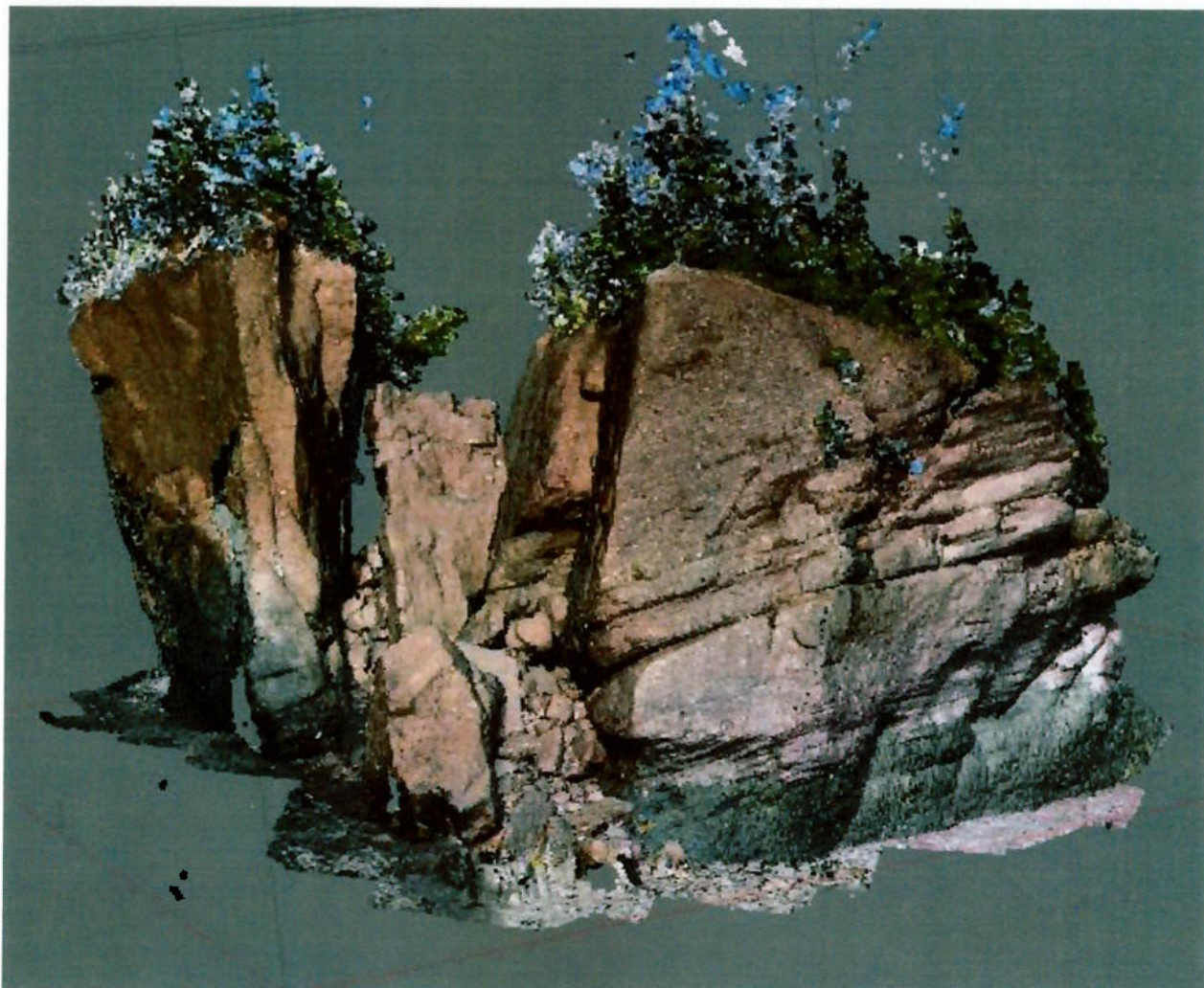
Inicialmente, através da utilização da base teórica, materiais e métodos explicitados anteriormente, obteve-se o mapeamento e o modelo 3D do monumento que sofrera ruptura.

Figura 14 - Vista ortogonal do Parque Provincial Hopewell direcionada ao norte.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 15 - Modelo 3D da Elephant Rock.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Exportando a nuvem de pontos representativa do modelo 3D e analisando no programa computacional *CloudCompare* pôde-se identificar três famílias de descontinuidades, tal como nas medições manuais, e compará-las com os dados obtidos através da bússola. A tabela 1 apresenta a comparação de dados (ângulo de mergulho/direção do mergulho).

Para análise detalhada da identificação de famílias de descontinuidades, consultar apêndices A, B, C, D, E, F, G, H e I.

Tabela 1 - Caracterização de descontinuidades e estrato geológico.

	Bússola	CloudCompare
Estrato Geológico	29/044	45/043
Família de descontinuidade 1	83/345	90/346
Família de descontinuidade 2	86/229	76/241
Família de descontinuidade 3	82/305	89/315

Fonte: Elaborada pelo autor.

Existe variação entre os dados obtidos manualmente e os valores fornecidos pelo programa de análise, porém, a diferença encontra-se dentro de um intervalo de erro aceitável para as análises a serem realizadas.

Para cálculo da densidade, os valores obtidos para cada amostra são apresentados na tabela 2. Para acesso a todos os resultados obtidos durante o período de medições, consultar apêndice J, L e M.

Tabela 2 - Cálculo de densidade da rocha em estudo.

Amostra	Porosidade (%)	Densidade seca (kg/m ³)	Densidade saturada (kg/m ³)	Densidade do grão (kg/m ³)
1	5,61	2548,26	2604,67	2700,89
2	3,92	2536,9	2576,05	2640,47
3	6,23	2519,1	2580,61	2686,07
4	6,55	2434,25	2499,56	2605,02
5	3,12	2581,53	2612,64	2664,1
6	4,79	2524,93	2572,7	2651,85
7	6,06	2514,6	2574,55	2676,68
8	5,35	2551,88	2605,27	2696,07
Média	4,83 ± 1,72	2507,89 ± 73,64	2566,10 ± 56,54	2652,95 ± 47,94
Coefficiente de variação (%)	35,52	2,94	2,21	1,81

Fonte: Elaborada pelo autor.

Com o valor de densidade calculado, é possível obter a tensão atuante no plano de falha desde que se saiba o volume e área dessas regiões.

Figura 16 - Plano de falha na *Elephant Rock*.



Fonte: Elaborada pelo autor.

O cálculo do volume e área do plano de falha foi realizado pelo Agisoft Photoscan™. No entanto, é importante destacar que o volume da rocha desmontada não corresponde ao volume in situ. Considerando um fator de empolamento médio igual a 50% para a mineração, o real volume da rocha em situ é dado pela tabela 3.

Tabela 3 - Cálculo de área e volume referentes ao colapso.

Área do plano de falha (m ²)	Volume fragmentado (m ³)	Volume in situ (m ³)
183,67	1275,43	637,72

Fonte: Elaborada pelo autor.

Sabendo o mergulho do plano de falha da rocha através das medições e programas utilizados, é possível estimar as tensões atuantes no plano de ruptura, considerando aceleração gravitacional de $9,8 \text{ m/s}^2$.

Tabela 4 - Tensões atuantes no plano de falha.

Densidade (kg/m ³)	Volume (m ³)	Massa (t)	Área do plano de falha (m ²)	Mergulho (°)	Tensão (kPa)	Tensão normal (kPa)	Tensão de cisalhamento (kPa)
2652,95	637,72	1691,83	183,67	83	90,27	22,53	87,41

Fonte: Elaborada pelo autor.

Onde:

Massa = volume in situ * densidade

Tensão = (massa * gravidade) / (área do plano de falha)

Tensão de cisalhamento = tensão * sen(83°)

Tensão normal = tensão * cos(83°)

A última etapa da análise em laboratorial foi o cálculo da resistência à compressão uniaxial, estimada pelo método do ensaio de carregamento pontual.

Conforme metodologia vista anteriormente, os resultados obtidos encontram-se nas tabelas 5 e 6.

Tabela 5 - Resistência à compressão e à tração do conglomerado de grãos finos.

Conglomerado - Grãos Finos				
	Carregamento ortogonal		Carregamento ortogonal	
	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
Resistência à compressão uniaxial	35,51	12,77	33,80	7,78
Resistência à tração	3,35	1,20	3,19	0,77

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 6 - Resistência à compressão e à tração do conglomerado de grãos grossos.

Conglomerado - Grãos Grossos				
	Carregamento ortogonal		Carregamento ortogonal	
	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
Resistência à compressão uniaxial	21,69	6,40	23,67	9,40
Resistência à tração	2,04	0,60	2,23	0,89

Fonte: Elaborada pelo autor.

A tabela com todos os dados obtidos pelo ensaio de carregamento pontual encontra-se no Apêndice N.

Com todos esses dados em mãos é possível realizar a classificação do maciço rochoso através das metodologias *Q-System* e RMR.

Para o *Q-System*, o valor obtido é zero. Como foi definido anteriormente o RQD igual a zero, Q é zero, o que classifica o maciço como muito pobre ou muito pouco competente. Vale ainda ressaltar que, segundo a metodologia do RMR, para RQD igual a zero, o fator relativo a este parâmetro é igual a três, conforme apresentado na tabela 7.

Para o RMR, é necessário entender que os valores variam bastante já que são dependentes da descontinuidade medida (preenchimento, grau de alteração, rugosidade, espaçamento entre juntas). Contudo, fatores como presença de água e RQD permanecem constante para o RMR.

É importante destacar que, como o nível de água na região tem uma variação de aproximadamente 12 metros e mantém a rocha totalmente submersa, foi considerado para cálculo do RMR condição na qual há uma vazão entre 25 e 125 litros por minuto.

O fator de correção segundo orientação foi desconsiderado, pois é irrelevante para esta aplicação.

Assim, o pior e melhor caso segundo o RMR são apresentados na tabela 7.

Tabela 7 - Cálculo do RMR.

Fator	Pontuação	
	Melhor Caso	Pior Caso
RQD	3	3
Resistência à compressão uniaxial	2	2
Espaçamento das Descontinuidades	10	10
Condição das Descontinuidades	20	0
Umidade	4	4
RMR	39	19

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, temos que o pior caso ocorre quando RMR é igual a 19 (maciço muito pobre ou muito pouco competente) e o melhor caso quando RMR é 39 (maciço pobre ou pouco competente).

Para verificação de cálculo do RMR para todas as medidas realizadas, consultar Apêndice O.

Os resultados acima indicam que o maciço rochoso possui uma classificação igual a muito pobre ou muito pouco competente, visto que apresenta rocha com baixa resistência e é muito fraturado. Aliado a isto, há o fato de que a rocha em estudo está submetida à alta erosão devido à grande variação de maré e de temperatura da região. Esses fatores tornam as rochas presentes no parque provincial altamente suscetíveis à ruptura.

Os possíveis mecanismos de ruptura que explicariam o colapso parcial da Elephant Rock são: falha por tombamento ou cunha. Para o caso da falha por tombamento, levando em conta a altura da rocha (cerca de 20 metros), a área afetada pela ruptura seria maior do que a indicada pelas figuras 14, 15 e 16. Com isso, chega-se à conclusão que a falha ocorreu por deslizamento de bloco solto (falha em cunha), sendo que o plano de falha é representado na figura 16.

É importante ressaltar que a rocha se manteve estável por séculos e, portanto, o plano de tensão atuante não foi determinante no colapso, mas sim a alta taxa de erosão e grande variação de temperatura, que afetaram a resistência da rocha e alteraram o preenchimento e condição das descontinuidades. A influência destes fatores é visível no cálculo do RMR, já que a diferença entre o pior caso e o melhor caso é devido, justamente, à alteração na condição das descontinuidades.

Falhas em cunha são frequentes na mineração tal como indicado na figura 17, onde é possível identificar o deslizamento de um bloco livre formado pela intersecção de descontinuidades e inclinação do talude (ruptura em cunha). Como solução para tais problemas, deve-se realizar a caracterização geomecânica de minerações a céu aberto com identificação de regiões suscetíveis à ruptura, propondo-se, então, diferentes inclinações de taludes aumentando o fator de segurança de modo a evitar colapsos estruturais (Conti et al, 2014).

Figura 17 - Exemplo de falha em cunha na mineração.



Fonte: Adaptado pelo autor de Huallanca (2004).

5. CONCLUSÕES

Os objetivos deste trabalho de identificação da causa de instabilidade e mecanismo de ruptura de uma estrutura em rocha de superfície através de imageamento tridimensional foram atingidos, bem como foi possível comparar o colapso parcial ocorrido no Parque Provincial Hopewell, New Brunswick, Canadá, com problemas enfrentados na mineração. O mecanismo responsável pelo colapso da *Elephant Rock* foi o método de falha em cunha, o que converge à indicação de RQD igual a zero, ou seja, maciço com alto grau de fraturamento.

Vale ressaltar, no entanto, a dificuldade de se estimar o valor do RQD do maciço rochoso. Embora existam métodos alternativos para o cálculo do RQD, idealmente é necessário que se tenha um testemunho de sondagem para cálculo deste parâmetro. Como uma sondagem era inviável por questões econômicas, uma abordagem mais conservadora e baseada em análises de campo e laboratoriais foi utilizada para definição do parâmetro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Petroleum Institute. Recommended practices for core analysis. Segunda Edição. Washington: 1998.

BARTON, N.R. et al. **Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support**. Rock Mech., 1974.

BIENIASWSKI, Z. T. **Engineering classification of jointed rock masses**. África do Sul: Trans. S., Afr. Inst. Civ. Engrs, 1973.

BIEWNIAWSKI, Z. T. The point-load test in geotechnical practice, **Engineering Geology**, 9, 1-11, 1975.

BIEWNIAWSKI, Z. T. **Engineering rock mass classification**. Nova lork: Wiley, 1989.

BRADT, R. C. et al. **Fracture Mechanics of Ceramics**. 2002. Volume 13.

Bureau of Indian Standards. Method for determination of point load strength index of rocks. 1998. Disponível em: <http://www.questin.org/is-code/is-8764-1998-method-determination-point-load-strength-index-rocks>. Acesso em: 18 jun. 2016.

CARPIO, M. M. C. Influencia de la persistencia de una familia de discontinuidades em la estabilidad frente al deslizamiento de una presa de gravedad. 2010. Disponível em: http://oa.upm.es/4517/1/TESIS_MASTER_MIRIAM_CABRERA_CARPIO.pdf. Acesso em: 18 ago. 2017.

CONTI, A. et al. Estudo de Caso – Metodologia para Avaliação de Estabilidade de Taludes Rochosos em uma Mina a Céu Aberto Localizada no Estado de Goiás. 2014. Disponível em: https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/cobramseg/2014/599539_80_MinaCanabrava_ALTA_SAMA_01_br.pdf. Acesso em: 11 nov. 2017.

COSTA, C. N. Introdução à descrição e classificação das rochas. 2007. Disponível em: http://www2.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Geotecnia/Fundamentos_Geotecnia/3_rochas_solos.pdf. Acesso em: 7 ago. 2017.

DEERE, D.U., HENDRON, A. J., PATTON, F. D., CORDING, E. J. **Design of surface and near surface construction in rock**. In: U.S. Symp. Rock Mech. Nova York: C. Fairhurst, 1967. p. 237-302.

HOEK, E. **Rock Engineering: the application of modern techniques to underground design**. São Paulo: Produtores Associados, 1998. 268 p.

HUALLANCA, R. E. Z. **Mecanismos de Ruptura em Taludes Altos de Mineração a Céu Aberto**. São Carlos, 2004.

PRAJAPATI, G. Soil Mechanics: Types of Slope Failures, 20---. Disponível em:

<https://www.slideshare.net/GhanshyamPrajapati3/types-of-slope-failures>. Acesso em 05 nov. 2017.

PRIEST, S. D. **Discontinuity analysis for rock engineering**. Primeira edição. Londres: Chapman & Hall, 1993. 473 p.

RITTER, W. **Die Statik der Tunnelgewölbe**. Berlim: Springer, 1879.

SANSONE, E. C. **PMI3305 – Mecânica de Rochas Aplicada à Mineração I: Maciços Rochosos**. São Paulo: 2017.

SHANMUGAN, G. The Landslide Problem. **Journal of Paleogeography**, p 109-166. Disponível em: https://ac.els-cdn.com/S209538361530016X/1-s2.0-S209538361530016X-main.pdf?_tid=d815e904-ce08-11e7-a8ed-00000aab0f01&acdnat=1511192492_f6e7377e050d5454964760d5db25ceae. Acesso em: 09 nov. 2017.

SNAIR, K. New Brunswick's iconic elephant rock formation just collapsed. 2016. Disponível em: <http://nationalpost.com/news/canada/new-brunswicks-iconic-elephant-rock-formation-just-collapsed>. Acesso em: 5 mai. 2016.

ANEXO A

Classificação método RMR.

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS								
Parameter		Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred	
		Uniaxial comp. strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drift core Quality RQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating	20	17	13	8	3		
3	Spacing of	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating	20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating	30	25	20	10	0	
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125	
		(Joint water press) (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5	
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing	
Rating	15	10	7	4	0			
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)								
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes	0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS								
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21			
Class number	I	II	III	IV	V			
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D. MEANING OF ROCK CLASSES								
Class number	I	II	III	IV	V			
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100			
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15			
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions								
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
Rating	5	4	2	1	0			
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
Rating	5	5	4	1	0			
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided			
Rating	5	5	3	1	0			
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm			
Rating	5	4	2	2	0			
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed			
Rating	6	5	3	1	0			
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**								
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°		Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable		Favourable		Very unfavourable		Fair		
Drive against dip - Dip 45-90°		Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - irrespective of strike*				
Fair		Unfavourable		Fair				

ANEXO B

Classificação método Q.

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD		
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q. 2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.	
B. Poor	25 - 50		
C. Fair	50 - 75		
D. Good	75 - 90		
E. Excellent	90 - 100		
2. JOINT SET NUMBER	J_n		
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$ 2. For portals use $(2.0 \times J_n)$	
B. One joint set	2		
C. One joint set plus random	3		
D. Two joint sets	4		
E. Two joint sets plus random	6		
F. Three joint sets	8		
G. Three joint sets plus random	12		
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, sugar cube, etc.	15		
J. Crushed rock, earthlike	20		
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r		
a. Rock wall contact		1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m. 2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
A. Discontinuous joints	4		
B. Rough and irregular, undulating	3		
C. Smooth undulating	2		
D. Slickensided undulating	1.5		
E. Rough or irregular, planar	1.5		
F. Smooth, planar	1.0		
G. Slickensided, planar	0.5		
c. No rock wall contact when sheared			
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)		
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)		
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ_r degrees (approx.)	
a. Rock wall contact		1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.	
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75		
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0		25 - 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0		25 - 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-traction (non-softening)	3.0		20 - 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0		5 - 18

4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ degrees (approx.)	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24	
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16	
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12	
c. No rock wall contact when sheared			
K. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H and J for clay conditions)	6.0		
M. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	6 - 24	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0		
P. & R. (see G, H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0		
5. JOINT WATER REDUCTION			
	J_w	approx. water pressure (kg/cm ²)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0	1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0	
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10	2. Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR			
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0		1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)	5.0		
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)	2.5		
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5		
E. Single shear zone in competent rock (clay free), (depth of excavation < 50 m)	5.0		
F. Single shear zone in competent rock (clay free), (depth of excavation > 50 m)	2.5		
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)	5.0		

DESCRIPTION	VALUE		NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			SRF
<i>b. Competent rock, rock stress problems</i>			
	σ_c/σ_1	$\alpha_1\sigma_1$	2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	(if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	to $0.8\sigma_c$ and α_1 to $0.8\alpha_1$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	reduce σ_c and α_1 to $0.6\sigma_c$ and $0.6\alpha_1$, where σ_c = unconfined compressive strength, and α_1 = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20
<i>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>			
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20
<i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>			
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15

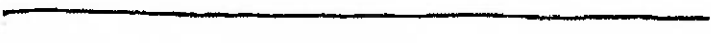
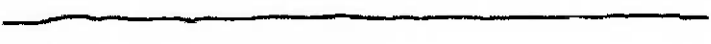
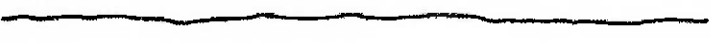
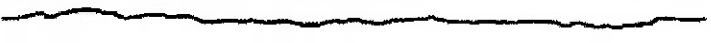






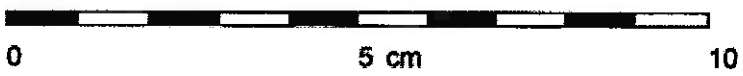
ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .
3. The parameters J_f and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_f/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_f/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_f/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and α_1) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

ANEXO C

Classificação do parâmetro JRC de acordo com perfil de rugosidade identificado.

	<i>JRC</i> = 0 - 2
	<i>JRC</i> = 2 - 4
	<i>JRC</i> = 4 - 6
	<i>JRC</i> = 6 - 8
	<i>JRC</i> = 8 - 10
	<i>JRC</i> = 10 - 12
	<i>JRC</i> = 12 - 14
	<i>JRC</i> = 14 - 16
	<i>JRC</i> = 16 - 18
	<i>JRC</i> = 18 - 20
	

APÊNDICE A

Medições do estrato geológico na Elephant Rock

Wall	Feature	Dip	Dip Direction	Strike	Openess	Planarity	Roughness
Elephant Rock	Bedding	25	066	336	Tight	Wavy	19
Elephant Rock	Bedding	35	042	312	Tight	Wavy	19

Medições do estrato geológico na região norte

Wall	Feature	Dip	Dip Direction	Strike	Openess	Planarity	Roughness
North Wall	Bedding	25	044	314	Tight	Wavy	19
North Wall	Bedding	32	045	315	Tight	Planar	5
North Wall	Bedding	35	028	298	Tight	Planar	5
North Wall	Bedding	30	040	310	Tight	Wavy	19
North Wall	Bedding	24	045	315	Tight	Wavy	5
North Wall	Bedding	28	045	315	Tight	Wavy	5

Medições de descontinuidades na Elephant Rock

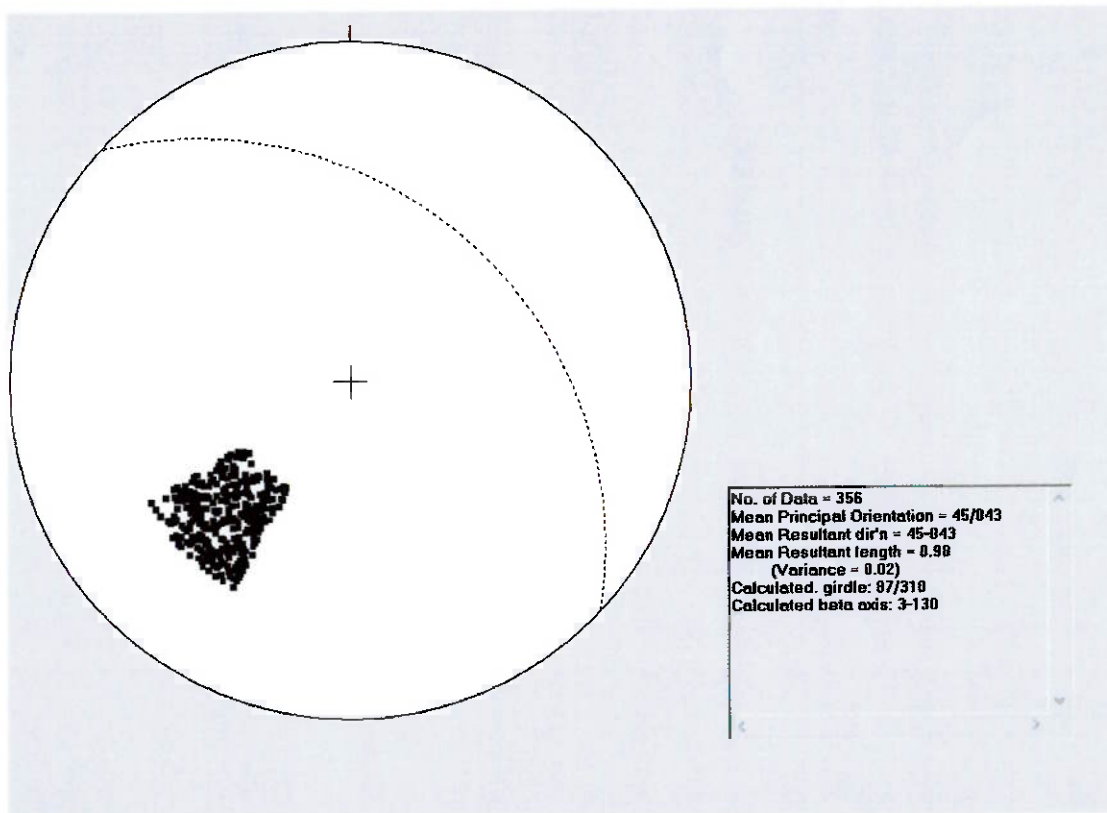
Wall	Feature	Dip	Dip Direction	Strike	Openess	Planarity	Roughness
Elephant Rock	Joint	83	231	141	Tight	Wavy	17
Elephant Rock	Joint	84	166	076	Tight	Wavy	13
Elephant Rock	Joint	86	310	220	1 cm	Wavy	13
Elephant Rock	Joint	64	219	129	2 mm	Wavy	19
Elephant Rock	Joint	90	316	226	2 cm	Wavy	19
Elephant Rock	Joint	81	055	325	2 mm	Wavy	19
Elephant Rock	Joint	74	246	156	1 mm	Wavy	19
Elephant Rock	Joint	88	312	222	2 mm	Wavy	19
Elephant Rock	Joint	44	035	305	5 mm	Wavy	19
Elephant Rock	Joint	82	355	265	1 mm	Wavy	19
Elephant Rock	Joint	81	337	247	1 mm	Wavy	19

Medições de descontinuidades na região norte

Wall	Feature	Dip	Dip Direction	Strike	Openess	Planarity	Roughness
North Wall	Joint	59	225	135	1 mm	Wavy	19
North Wall	Joint	81	165	075	1 mm	Wavy	19
North Wall	Joint	71	243	153	1 cm	Wavy	19
North Wall	Joint	82	228	138	1 mm	Wavy	19
North Wall	Joint	52	341	251	5 mm	Wavy	19
North Wall	Joint	42	275	185	1 mm	Wavy	19
North Wall	Joint	84	245	155	> 1 cm	Wavy	19
North Wall	Joint	74	248	158	1 mm	Wavy	19
North Wall	Joint	75	134	044	1 mm	Wavy	19
North Wall	Joint	55	265	175	10 cm	Wavy	19
North Wall	Joint	89	129	039	2 cm	Wavy	19
North Wall	Joint	88	194	104	1 cm	Wavy	19
North Wall	Joint	88	211	121	5 mm	Wavy	19
North Wall	Joint	48	022	292	1 cm	Wavy	19
North Wall	Joint	74	059	329	5 mm	Wavy	19

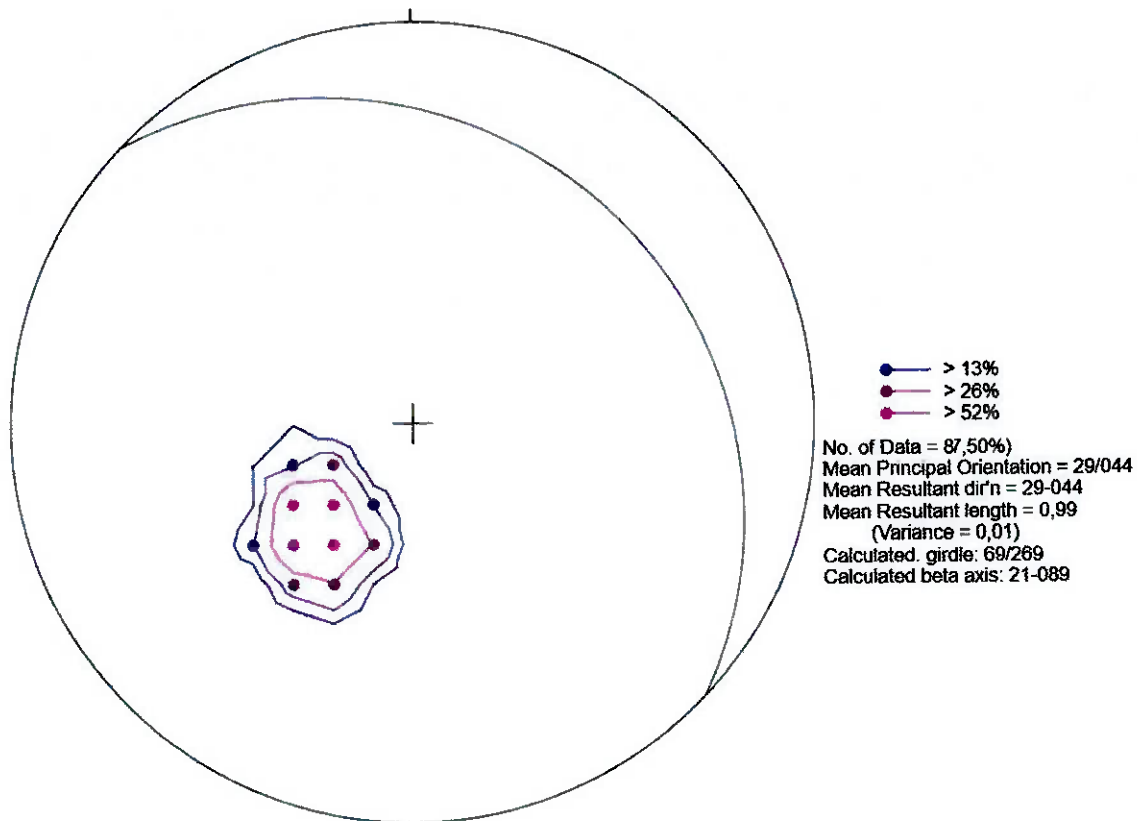
APÊNDICE B

Estrato geológico identificado através do CloudCompare representado em planos amarelos em uma projeção 2D e valor médio projetado em estereonete.



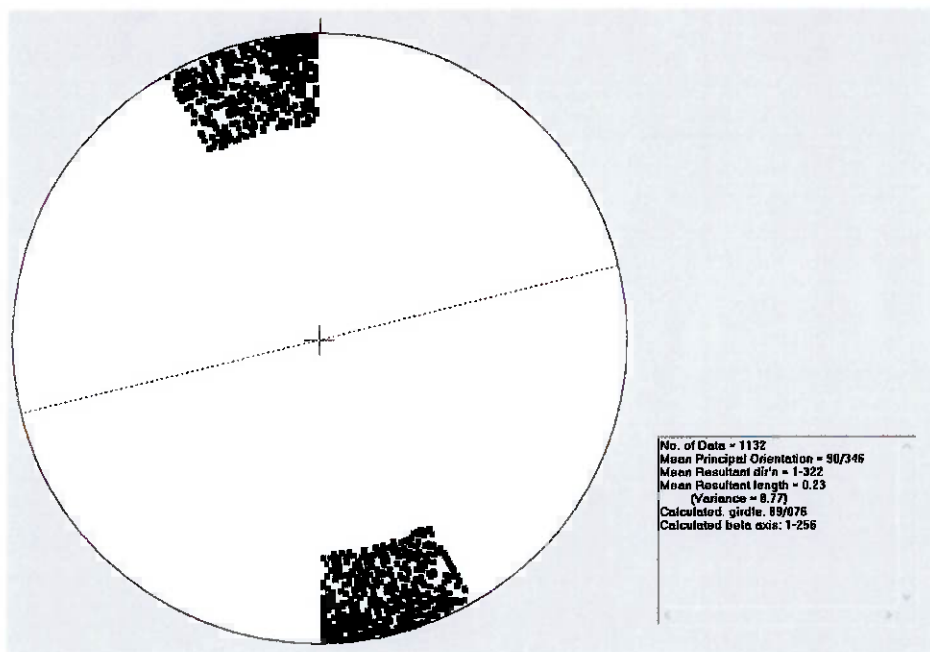
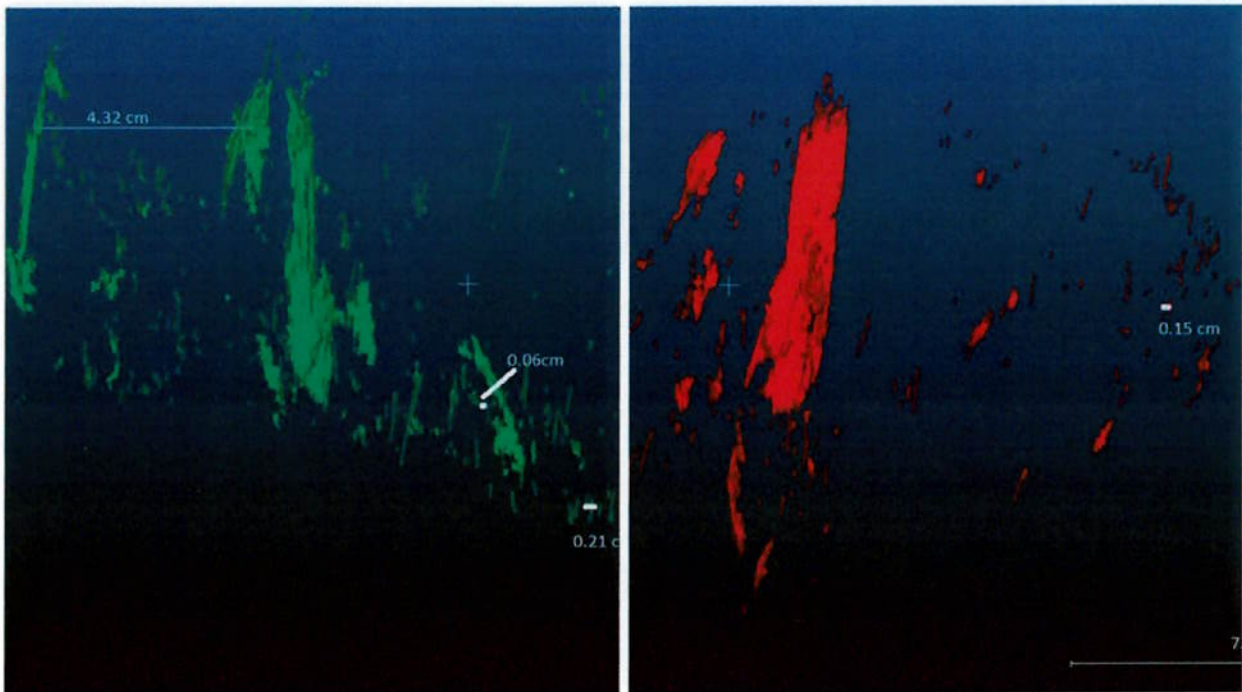
APÊNDICE C

Estrato geológico identificado através de medições manuais com auxílio de bússola representadas em estereonete.



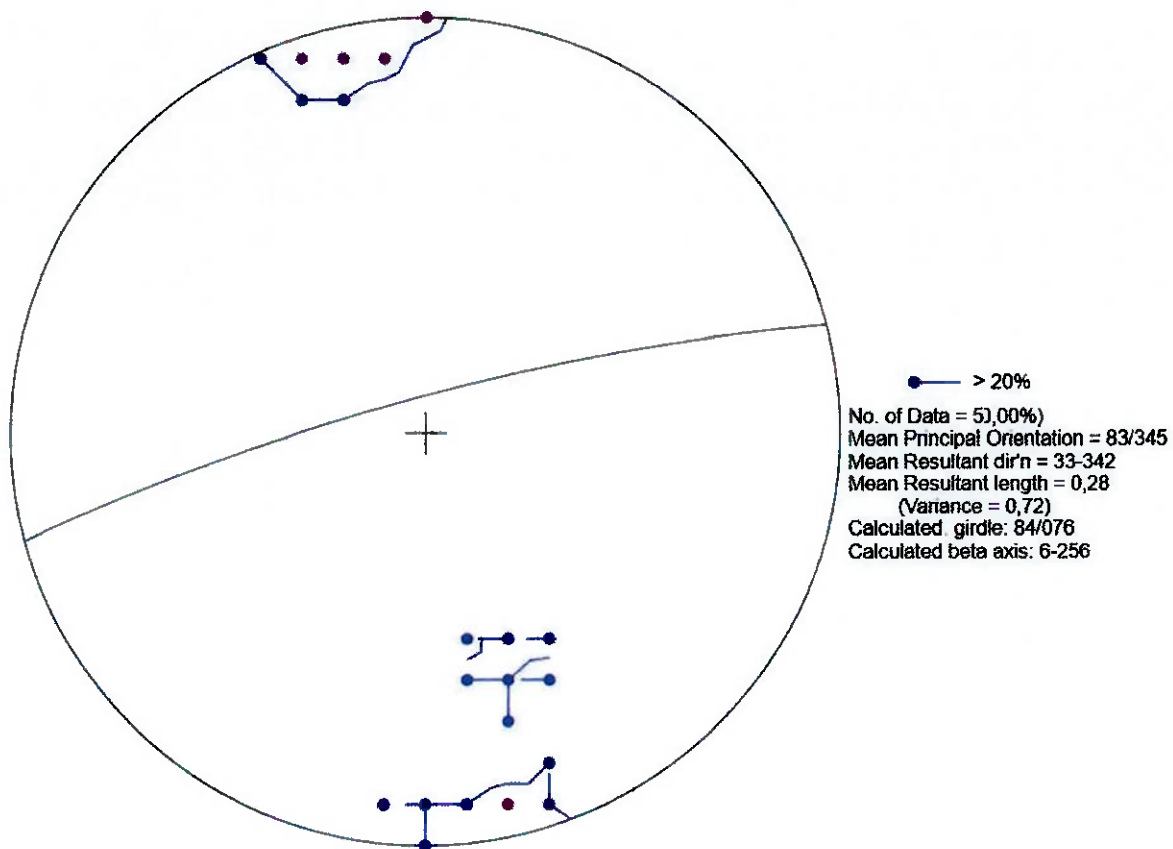
APÊNDICE D

Família de descontinuidade 1 identificada através do CloudCompare representado em planos verdes e vermelhos em uma projeção 2D e valor médio projetado em estereonete.



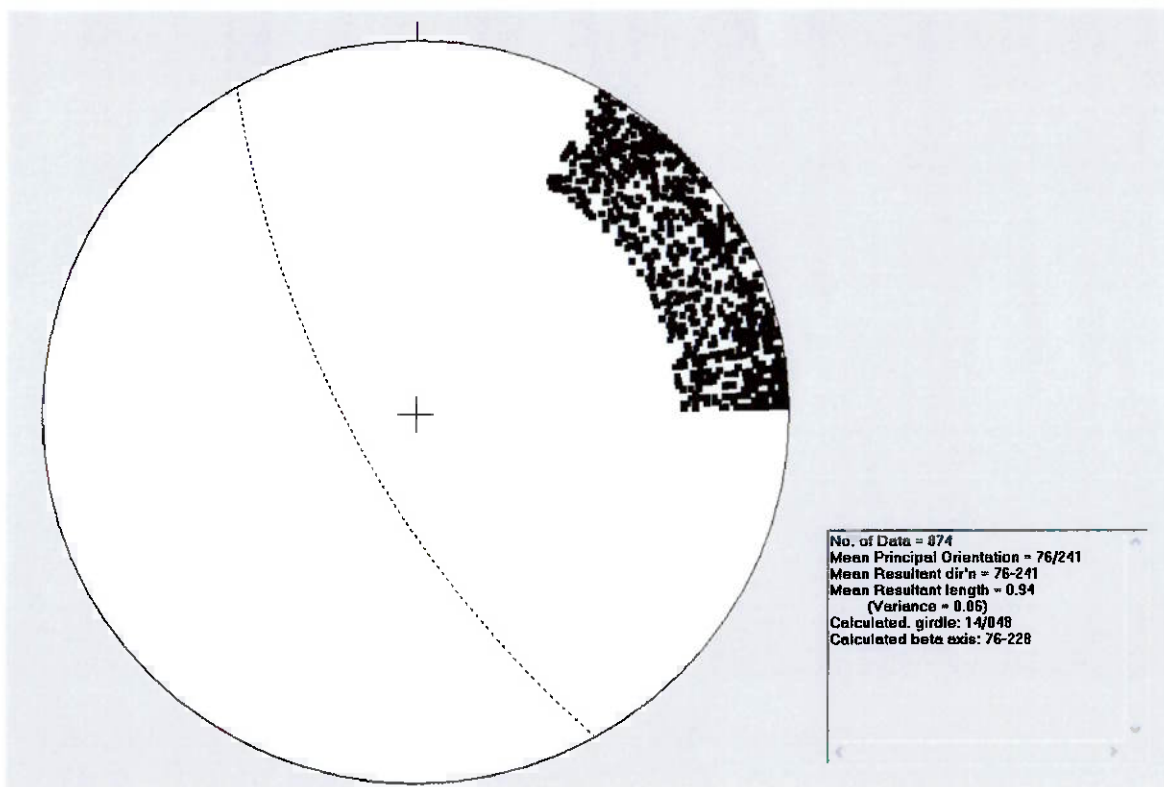
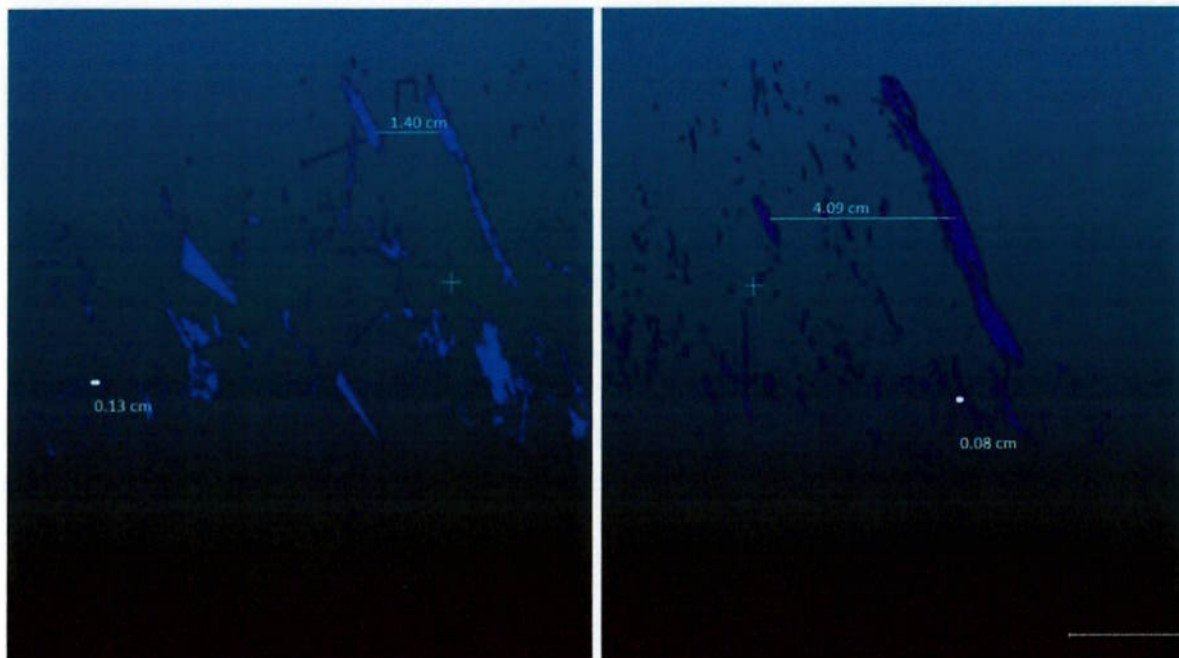
APÊNDICE E

Família de descontinuidade 1 identificada através de medições manuais com auxílio de bússola representadas em estereonete.



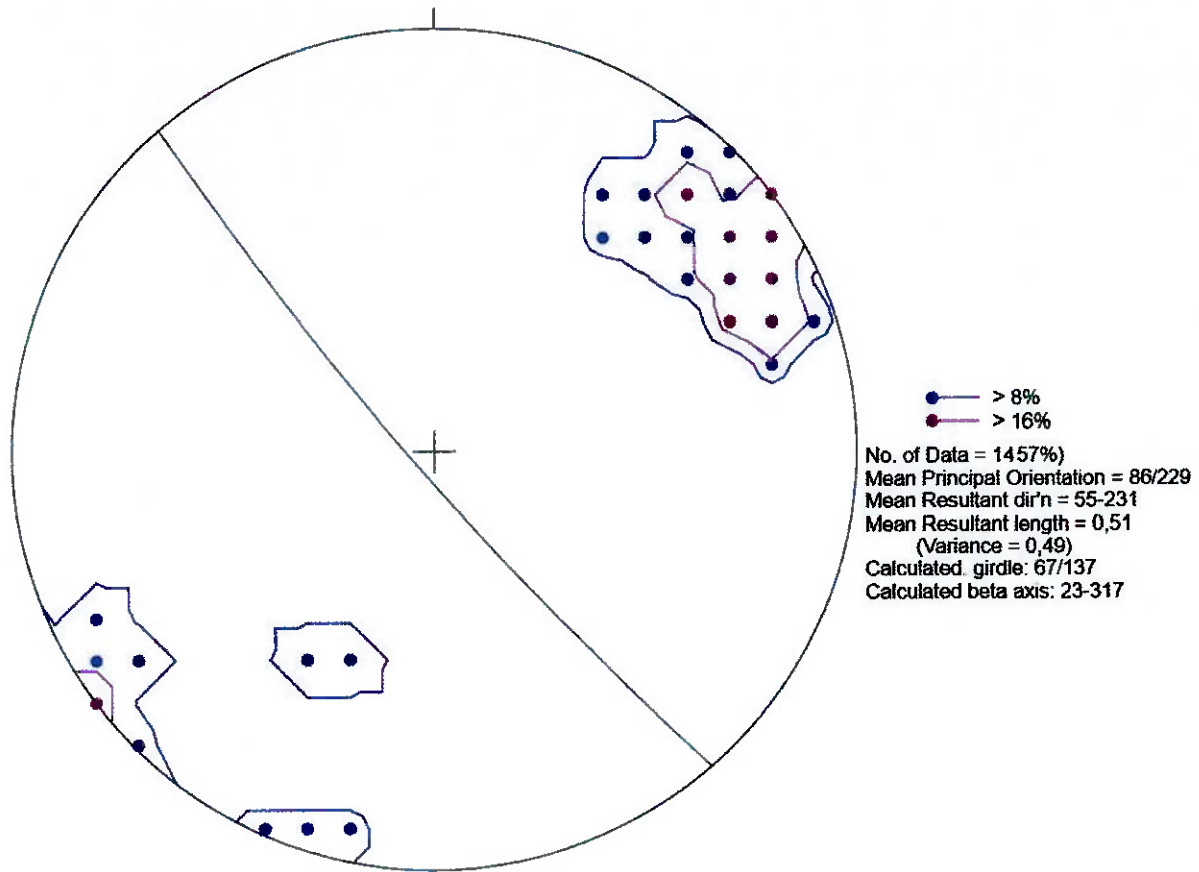
APÊNDICE F

Família de descontinuidade 2 identificada através do CloudCompare representado em planos azuis em uma projeção 2D e valor médio projetado em estereonete.



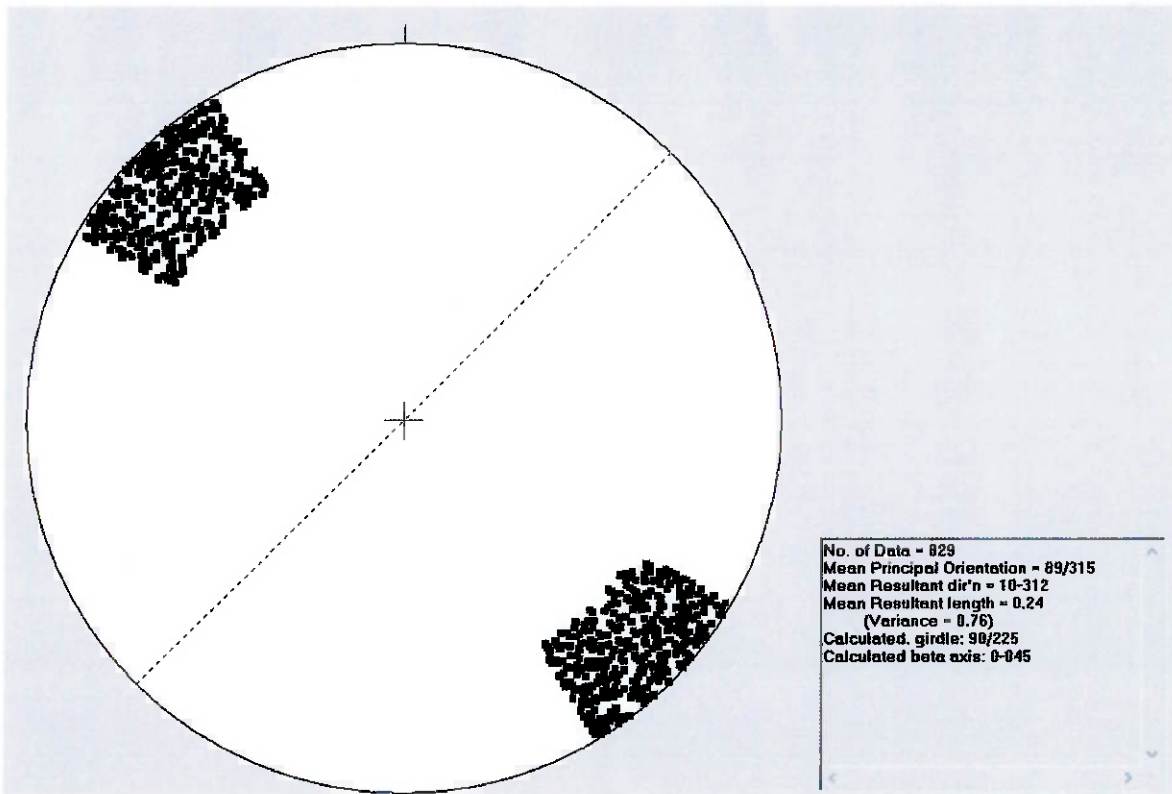
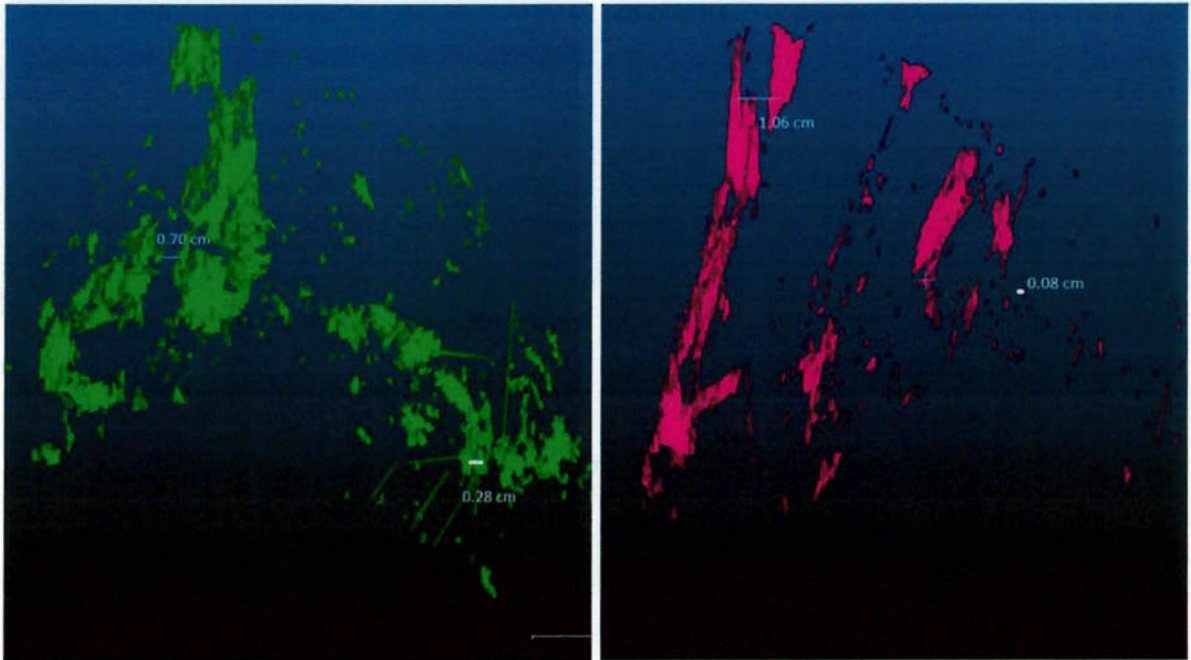
APÊNDICE G

Família de descontinuidade 2 identificada através de medições manuais com auxílio de bússola representadas em estereonete.



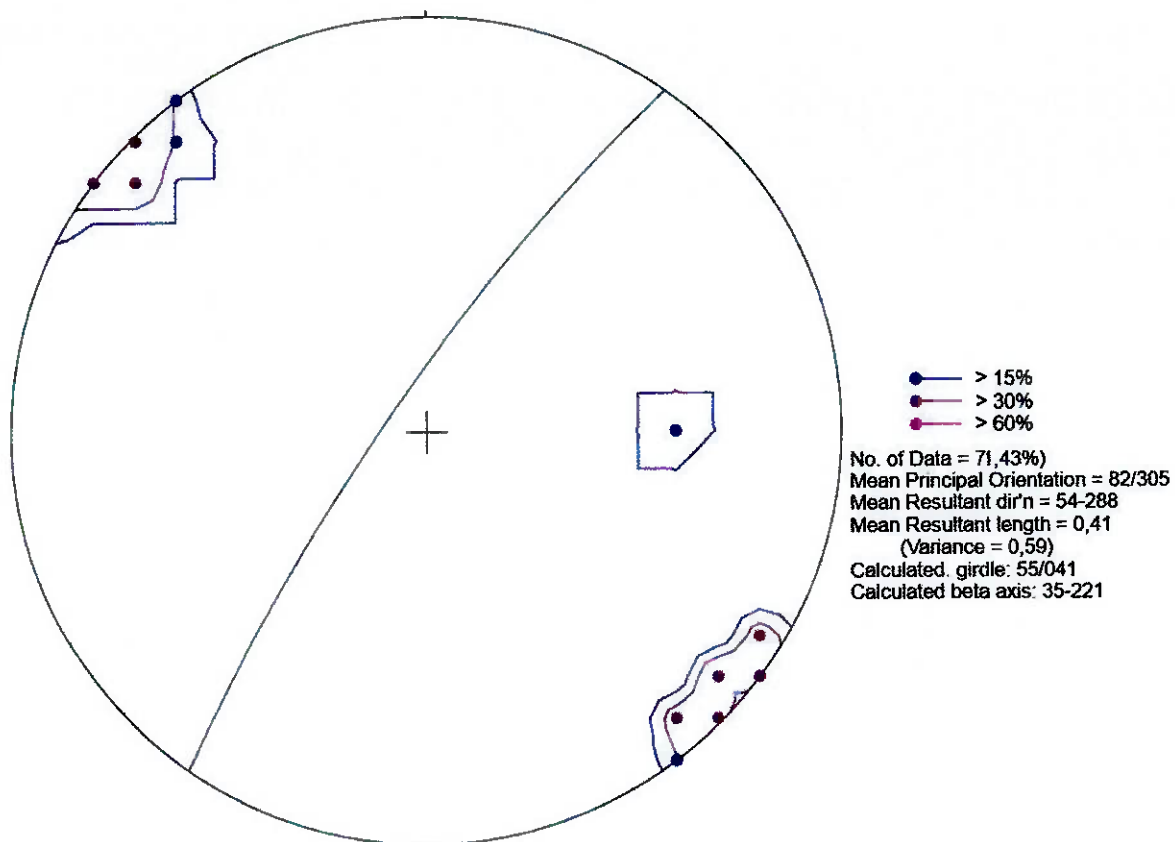
APÊNDICE H

Família de descontinuidade 3 identificada através do CloudCompare representado em planos azuis em uma projeção 2D e valor médio projetado em estereonete.



APÊNDICE I

Família de descontinuidade 3 identificada através de medições manuais com auxílio de bússola representadas em estereonete.



APÊNDICE J

Massas secas obtidas em laboratório para cálculo da densidade.

Amostras	Massa de amostras secas			
	Mínimo (g)	Máximo (g)	Massa Seca (g)	Incerteza (g)
1	730,56	730,59	730,58	0,02
2	321,30	321,34	321,32	0,02
3	372,97	373,01	372,99	0,02
4	447,32	447,35	447,34	0,02
5	325,79	325,83	325,81	0,02
6	172,81	172,84	172,83	0,02
7	425,47	425,51	425,49	0,02
8	242,68	242,74	242,71	0,03

APÊNDICE L

Massas saturadas em ar obtidas em laboratório para cálculo da densidade.

Amostra	Massa de amostras saturadas no ar								
	07/06/16			08/06/16			09/06/16		
	Mínimo	Máximo	Média	Mínimo	Máximo	Média	Mínimo	Máximo	Média
1	746,33	746,38	746,36	746,55	746,58	746,57	746,86	746,90	746,88
2	-	-	-	-	-	-	326,03	326,09	326,06
3	382,55	382,58	382,57	382,36	382,39	382,38	382,19	382,23	382,21
4	459,41	459,44	459,43	459,37	459,40	459,39	459,23	459,27	459,25
5	-	-	-	-	-	-	329,73	329,76	329,75
6	-	-	-	-	-	-	176,03	176,06	176,05
7	-	-	-	-	-	-	435,63	435,67	435,65
8	-	-	-	-	-	-	247,80	247,83	247,82

Amostra	Massa de amostras saturadas no ar					
	10/6/2016			14/6/2016		
	Mínimo	Máximo	Média	Mínimo	Máximo	Média
1	746,65	746,69	746,67	746,91	746,95	746,93
2	325,95	325,98	325,97	326,58	326,61	326,60
3	381,79	381,86	381,83	328,06	382,09	355,08
4	-	-	-	-	-	-
5	329,56	329,58	329,57	329,89	329,92	329,91
6	175,93	175,97	175,95	176,23	176,25	176,24
7	435,53	435,59	435,56	435,87	435,91	435,89
8	247,79	247,83	247,81	247,74	247,79	247,77

APÊNDICE M

Massas saturadas em água obtidas em laboratório para cálculo da densidade.

Amostra	Massa de amostra saturada em água (g)								
	07/06/16			08/06/16			09/06/16		
	Mínimo	Máximo	Média	Mínimo	Máximo	Média	Mínimo	Máximo	Média
1	460,43	460,47	460,45	460,66	460,70	460,68	460,44	460,50	460,47
2	-	-	-	-	-	-	199,80	199,83	199,82
3	234,54	234,59	234,57	234,56	234,59	234,58	234,24	234,28	234,26
4	275,36	275,39	275,38	276,43	276,50	276,47	276,40	276,44	276,42
5	-	-	-	-	-	-	203,67	203,70	203,69
6	-	-	-	-	-	-	107,72	107,75	107,74
7	-	-	-	-	-	-	266,63	266,67	266,65
8	-	-	-	-	-	-	152,84	152,86	152,85

Amostra	Massa de amostra saturada em água (g)					
	10/6/2016			14/6/2016		
	Mínimo	Máximo	Média	Mínimo	Máximo	Média
1	460,44	460,51	460,48	460,44	460,46	460,45
2	199,75	199,80	199,78	199,91	199,93	199,92
3	234,21	234,24	234,23	234,16	234,20	234,18
4	-	-	-	-	-	-
5	203,71	203,75	203,73	203,77	203,79	203,78
6	107,69	107,73	107,71	107,82	107,84	107,83
7	266,73	266,77	266,75	266,95	267,00	266,975
8	152,90	152,95	152,93	152,75	152,79	152,77

APÊNDICE N

Carregamento paralelo em conglomerado de grãos grossos.

Parallel to Bedding								
Sample	Force (lbf)	Force (N)	D*W (cm ²)	D*W (m ²)	(D.W) ^{0.75} (m ^{1.5})	I ₅₀ (m ^{0.5})	L _s (50) (MPa)	UCS (MPa)
1	600	2668.93	42.90	0.00429	0.01676	0.22	0.71	16.02
2	800	3558.58	43.16	0.00432	0.01684	0.22	0.95	21.26
3	1000	4448.22	25.00	0.00250	0.01118	0.22	1.78	40.03
4	500	2224.11	32.85	0.00329	0.01372	0.22	0.72	16.31
5	1100	4893.04	35.25	0.00353	0.01447	0.22	1.51	34.03
6	700	3113.75	41.40	0.00414	0.01632	0.22	0.85	19.20
7	700	3113.75	26.50	0.00265	0.01168	0.22	1.19	26.83
8	300	1334.47	29.50	0.00295	0.01266	0.22	0.47	10.61
9	1000	4448.22	40.60	0.00406	0.01608	0.22	1.24	27.83
10	1400	6227.51	54.75	0.00548	0.02013	0.22	1.38	31.13
11	800	3558.58	27.36	0.00274	0.01196	0.22	1.33	29.93
12	500	2224.11	56.70	0.00567	0.02066	0.22	0.48	10.83

Carregamento ortogonal em conglomerado de grãos grossos.

Orthogonal to Bedding								
Sample	Force (lbf)	Force (N)	D*W (cm ²)	D*W (m ²)	(D.W) ^{0.75} (m ^{1.5})	I ₅₀ (m ^{0.5})	L _s (50) (MPa)	UCS (MPa)
1	800	3558.58	45.00	0.00450	0.01737	0.22	0.92	20.61
2	700	3113.75	44.00	0.00440	0.01708	0.22	0.82	18.34
3	600	2668.93	35.10	0.00351	0.01442	0.22	0.83	18.62
4	500	2224.11	53.07	0.00531	0.01966	0.22	0.51	11.38
5	1500	6672.33	48.60	0.00486	0.01841	0.22	1.62	36.48
6	1000	4448.22	41.89	0.00419	0.01647	0.22	1.21	27.18
7	1000	4448.22	68.34	0.00683	0.02377	0.22	0.84	18.83
8	1100	4893.04	45.60	0.00456	0.01755	0.22	1.25	28.06
9	700	3113.75	47.45	0.00475	0.01808	0.22	0.77	17.33
10	900	4003.40	49.50	0.00495	0.01866	0.22	0.96	21.59
11	800	3558.58	48.97	0.00490	0.01851	0.22	0.86	19.34
12	800	3558.58	40.04	0.00400	0.01592	0.22	1.00	22.50

Carregamento paralelo em conglomerado de grãos finos.

Parallel to Bedding								
Sample	Force (lbf)	Force (N)	D*W (cm ²)	D*W (m ²)	(D.W) ^{0.75} (m ^{1.5})	II50 (m ^{0.5})	L _s (50) (MPa)	UCS (MPa)
1	1000	4448.22	54.60	0.00546	0.02009	0.22	0.99	22.28
2	1500	6672.33	46.50	0.00465	0.01781	0.22	1.68	37.70
3	1600	7117.15	45.65	0.00457	0.01756	0.22	1.81	40.78
4	1500	6672.33	38.94	0.00389	0.01559	0.22	1.91	43.07
5	1000	4448.22	21.08	0.00211	0.00984	0.22	2.02	45.50
6	1100	4893.04	50.92	0.00509	0.01906	0.22	1.15	25.83
7	1200	5337.86	48.64	0.00486	0.01842	0.22	1.30	29.16
8	1000	4448.22	43.07	0.00431	0.01681	0.22	1.18	26.62
9	1200	5337.86	34.98	0.00350	0.01438	0.22	1.66	37.34
10	1200	5337.86	46.80	0.00468	0.01789	0.22	1.33	30.02
11	1300	5782.69	59.40	0.00594	0.02140	0.22	1.21	27.19
12	1300	5782.69	35.38	0.00354	0.01451	0.22	1.78	40.11

Carregamento ortogonal em conglomerado de grãos finos.

Orthogonal to Bedding								
Sample	Force (lbf)	Force (N)	D*W (cm ²)	D*W (m ²)	(D.W) ^{0.75} (m ^{1.5})	II50 (m ^{0.5})	L _s (50) (MPa)	UCS (MPa)
1	900	4003.40	48.60	0.00486	0.01841	0.22	0.97	21.89
2	1400	6227.51	32.55	0.00326	0.01363	0.22	2.04	45.98
3	1200	5337.86	53.36	0.00534	0.01974	0.22	1.21	27.21
4	2200	9786.08	42.66	0.00427	0.01669	0.22	2.62	58.99
5	1400	6227.51	44.28	0.00443	0.01717	0.22	1.62	36.51
6	1000	4448.22	48.96	0.00490	0.01851	0.22	1.07	24.18
7	1000	4448.22	52.80	0.00528	0.01959	0.22	1.02	22.85
8	1300	5782.69	36.66	0.00367	0.01490	0.22	1.74	39.06
9	1400	6227.51	56.56	0.00566	0.02062	0.22	1.35	30.38
10	1900	8451.62	52.38	0.00524	0.01947	0.22	1.94	43.68
11	1000	4448.22	54.56	0.00546	0.02008	0.22	0.99	22.30
12	2000	8896.44	43.26	0.00433	0.01687	0.22	2.36	53.07

APÊNDICE O

Cálculo do RMR para todos os dados obtidos em campo.

Wall	Feature	RQD					Intact Rock Strength	IRS RMR ₇₆ Rating	Rock Mass Rating			RMR ₇₆ - Joint Spacing ²	RMR ₇₆ Joint Cond ³	RMR ₇₆ GroundWater ⁴	RMR ₇₆ ⁶
		Joint Set Distance			RQD	RQD RMR ₇₆ Rating			Openess	Planarity ⁵	Infill				
		S1 (m)	S2 (m)	S3 (m)											
Elephant Rock	Bedding	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Wavy	-	10	20	4	39
Elephant Rock	Bedding	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Wavy	-	10	20	4	39
North Wall	Bedding	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Wavy	-	10	20	4	39
North Wall	Bedding	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Planar	-	10	20	4	39
North Wall	Bedding	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Planar	-	10	20	4	39
North Wall	Bedding	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Wavy	-	10	20	4	39
North Wall	Bedding	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Wavy	-	10	20	4	39
North Wall	Bedding	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Wavy	-	10	20	4	39
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Wavy	-	10	20	4	39
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	Tight	Wavy	-	10	20	4	39
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 cm	Wavy	-	10	0	4	19
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	2 mm	Wavy	-	10	6	4	25
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	2 cm	Wavy	-	10	0	4	19
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	2 mm	Wavy	-	10	6	4	25
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	2 mm	Wavy	-	10	6	4	25
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	5 mm	Wavy	-	10	6	4	25
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
Elephant Rock	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 cm	Wavy	-	10	0	4	19
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	5 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	> 1 cm	Wavy	-	10	0	4	19
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	10 cm	Wavy	-	10	0	4	19
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	2 cm	Wavy	-	10	0	4	19
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 cm	Wavy	-	10	0	4	19
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	5 mm	Wavy	-	10	6	4	25
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	1 cm	Wavy	-	10	0	4	19
North Wall	Joint	0.15	0.20	0.31	0%	3	R2	2	5 mm	Wavy	-	10	6	4	25