



**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE OBRAS SUBTERRÂNEAS
EM MACIÇOS ROCHOSOS**

DAVID ELOI NUNES

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE OBRAS SUBTERRÂNEAS
EM MACIÇOS ROCHOSOS**

DAVID ELOI NUNES

ORIENTADOR: LEANDRO LIMA RASMUSSEN
MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA / DF: MAIO - 2021

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE OBRAS SUBTERRÂNEAS
EM MACIÇOS ROCHOSOS**

DAVID ELOI NUNES

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Leandro Lima Rasmussen, *D.Sc.* (UnB)
(Orientador)

Prof. André Pacheco de Assis, *Ph.D.* (UnB)
(Examinador interno)

Erick Rógenes Simão Soares, *MSc.* (UnB)
(Examinadora externo)

BRASÍLIA/DF, 19 DE MAIO DE 2021

FICHA CATALOGRÁFICA

NUNES, DAVID ELOI

Simulação computacional de obras subterrâneas em maciços rochosos
[Distrito Federal] 2021.

ii, 77p, 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Modelagem Numérica
3. Mecânica das Rochas
I. ENC/FT/UnB

2. Modelagem Computacional
4. Túneis
II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

NUNES, D.E. (2021). Simulação computacional de obras subterrâneas em maciços rochosos. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 77p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: David Eloi Nunes.

TÍTULO: Simulação computacional de obras subterrâneas em maciços rochosos

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2021

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

David Eloi Nunes

Paranoá, Q 03, Conj. 06, Lote 06 Apartamento 303

CEP: 71.587.798 Brasília/DF – Brasil

e-mail: david.eloi.nunes@gmail.com

SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM MACIÇOS ROCHOSOS

RESUMO

Os túneis são essenciais para o desenvolvimento econômico de um país, sendo uma solução de engenharia muito útil para problemas de infraestrutura. Problemas estes relacionados com a supervalorização do uso e ocupação do solo no perímetro urbano e com o escoamento de produtos nos grandes centros industriais e rurais. No Brasil, existem túneis em operação que foram construídos no meio do século XX, antes mesmo do desenvolvimento de metodologias tradicionais usadas nos projetos de túneis, sendo os mesmo construídos com base na experiência dos projetistas da época. O túnel Monte Seco é um destes cuja operação pertence a VALE e está localizado na Estrada de Ferro Vitória Minas (EFVM), no município de João Neiva (Espírito Santo). O próprio, atualmente, apresenta problemas localizados de quedas de blocos de rocha, problemas estes gerados pela alteração na resistência das descontinuidades do maciço. Neste sentido, o presente trabalho tem por objetivo utilizar tanto métodos empíricos quanto métodos computacionais para análise de túneis rasos escavados em maciços rochosos. As ferramentas computacionais permitem um melhor entendimento dos mecanismos responsáveis pela formação de blocos de rocha no processo de escavação e da interação maciço -suporte. Para isso, será realizada a simulação computacional do processo de escavação bem como a aplicação do sistema de suporte. Nas análises, serão aplicados os sistemas de classificação RMR e Q para obter um pré-dimensionamento e, na sequência, o método dos Elementos Finitos com o uso do *software* comercial RocScience RS2, elaborando dois modelos diferentes: um meio contínuo com modelo elasto-plástico de Hoek-Brown, e outro meio descontínuo com uso dos elementos de interface de juntas de Goodman. Assim, o trabalho visa discorrer sobre dois aspectos principais: a modelagem numérica computacional dos maciço rochosos e a análise comparativa dos modelos numéricos com soluções clássicas encontradas pelos sistemas de classificação geomecânico. Com isso, pelas análises, foi possível concluir que as classificações geomecânica forcencem um bom pré dimensionamento do sistema de suporte do túnel, e que os modelos contínuos apresentam grandes limitações em descrever o comportamento de maciços rochosos com famílias de descontinuidades bem definidas.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	9
1.1 MOTIVAÇÃO	10
1.2 OBJETIVO.....	10
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS.....	11
2.2 CARACTERIZAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES	12
2.2.1 ORIENTAÇÃO.....	13
2.2.2 ESPAÇAMENTO	14
2.2.3 PERSISTÊNCIA.....	15
2.2.4 ABERTURA	15
2.2.5 RUGOSIDADE.....	15
2.2.6 PREENCHIMENTO	16
2.3 TENSÕES <i>IN SITU</i> E TENSÕES INDUZIDAS.....	17
2.4 REDES DE FRATURAS DISCRETAS	17
2.5 CRITÉRIOS DE RUPTURA	19
2.5.1 CRITÉRIO DE RANKINE.....	19
2.5.2 CRITÉRIO DE TRESCA.....	19
2.5.3 CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB.....	20
2.5.4 CRITÉRIO DE HOEK E BROWN GENERALIZADO	20
2.5.5 CRITÉRIO DE BARTON E CHOUBEY	21
2.6 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS	22
2.6.1 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RMR	22
2.6.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO Q	22
2.6.3 INDICE GSI.....	23
2.7 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	24
2.7.1 PROBLEMAS DE ESTADO PLANO	27
2.7.2 ELEMENTOS DE JUNTA DE GOODMAN.....	28
2.8 EFEITOS DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	29

3. METODOLOGIA.....	31
3.1 DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA.....	33
4. RESULTADOS E ANÁLISES	40
4.1 ANÁLISE DOS SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA	40
4.1.1 SISTEMA DE SUPORTE	40
4.1.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE.....	42
4.2 ANÁLISE DA ESCAVAÇÃO SEM SISTEMA DE SUPORTE.....	44
4.2.1 MEIO CONTINUO EQUIVALENTE.....	44
4.2.2 REDES DE FRATURAS DISCRETAS	49
4.3 ANÁLISE DA ESCAVAÇÃO COM A INSTALAÇÃO DO SISTEMA DE SUPORTE.....	55
4.3.1 MEIO CONTINUO EQUIVALENTE.....	56
4.3.2 REDES DE FRATURAS DISCRETAS	59
5. CONCLUSÕES.....	68
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69
APÊNDICE A1: TABELAS SISTEMA RMR	72
APÊNDICE A2: TABELAS SISTEMA Q	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Orientação das descontinuidades (Rasmussen, 2019).....	35
Tabela 3.2: Aplicação do sistema RMR para F1	36
Tabela 3.3: Aplicação do sistema RMR para F2.....	36
Tabela 3.4: Aplicação do sistema RMR para Foliação	37
Tabela 3.5: Aplicação do sistema Q para F1	38
Tabela 3.6: Aplicação do sistema Q para F2.....	38
Tabela 3.7: Aplicação do sistema Q para foliação	39
Tabela 4.1: Parâmetros de projeto sistema RMR	40
Tabela 4.2: Parâmetros de projeto sistema Q	42
Tabela 4.3: Parâmetros de projeto sistema Q e RMR	42
Tabela 4.4: Valores mínimos, máximos e médios dos sistemas de classificação	43
Tabela 4.5: Módulo de elasticidade do maciço rochoso.....	43
Tabela 4.6: Parâmetros Hoek Brown	44
Tabela 4.7: parâmetros de deformabilidade adotados (Cacciari, 2014).....	45
Tabela 4.8: parâmetros de resistência adotados	45
Tabela 4.9: Parâmetros da rocha intacta.....	49
Tabela 4.10: Cenários para resistência das descontinuidades	49
Tabela 4.11: Orientação, comprimento e intensidade de F1 e F2	50
Tabela 4.12: Orientação e espaçamento da foliação infinitamente persistente	50
Tabela 4.13: Parâmetros de projeto adotados.....	55
Tabela 4.14: Parâmetros de elasticidade e resistência do concreto projetado.....	55
Tabela 4.15: Parâmetros chumbador	56

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Efeito escala. Fonte: modificado – Hoek, 1983.....	11
Figura 2.2: Orientação das descontinuidades. Fonte: Assis, 2002	13
Figura 2.3: Efeito da constante de Fisher na dispersão das descontinuidades	14
Figura 2.4: Perfis de Rugosidade (Barton e Choubey, 1977).....	16
Figura 2.5: Maciço sintético gerado pelo modelo de Baecher (Baecher, 1978).....	18
Figura 2.6: Envoltória de ruptura de Rankine	19
Figura 2.7: Envoltória de ruptura de Tresca.....	20
Figura 2.8: Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb	20
Figura 2.9: Índice de Resistência Geológica GSI (Marinos <i>et al.</i> , 2005).....	24
Figura 2.10: Alguns tipos de elementos usados no MEF.....	25
Figura 2.11: Processo de discretização.....	26
Figura 2.12: Material submetido ao estado plano de tensão	27
Figura 2.13: Material submetido ao estado plano de deformações	28
Figura 2.14: Elemento de interface de Goodman.....	28
Figura 2.15: Representação do método da redução das tensões in situ (Quim, 2010). 29	
Figura 3.1: Fluxograma	32
Figura 3.1: Localização geográfica do túnel Monte Seco	33
Figura 3.2: Localização da seção de estudo e das sondagens realizadas. Fonte: Cacciari (2014)	34
Figura 3.3: Perfil geológico.....	34
Figura 3.4: Projeção estereográfica da orientação das descontinuidades (Rasmussen, 2019).....	35
Figura 4.1: Estimativa do sistema de suporte pelo sistema Q	41
Figura 4.2: Modelo computacional.....	46
Figura 4.3: Tensões principais, a) tensão principal maior para o primeiro cenário, b) tensão principal menor para o primeiro cenário, c) tensão principal maior para o segundo cenário, d) tensão principal menor para o segundo cenário, e) tensão principal maior para o terceiro cenário, f) tensão principal menor para o terceiro cenário,.....	47
Figura 4.4: Deslocamentos, a) primeiro cenário, b) segundo cenário, c) terceiro cenário.	48
Figura 4.5: Famílias de descontinuidades	51

Figura 4.6: Etapas da simulação, a) passo 1 estado de tensão in situ, b) passo 2 escavação da seção e aplicação da tensão induzida, c) passo 21 relaxamento das tensões (0,05), d) passo 22 relaxamento total das tensões	52
Figura 4.7: Deslocamentos modelo de rede de fraturas sem suporte cenário 1, a) Rede de fraturas 1, b) Rede de fraturas 2, c) Rede de fraturas 3, d) Rede de fraturas 4.....	53
Figura 4.8: Perfis da seção real medido por escaneamento (Cacciari, 2014).....	53
Figura 4.9: Deslocamentos modelo de rede de fraturas sem suporte cenário 2, a) Rede de fraturas 1, b) Rede de fraturas 2, c) Rede de fraturas 3, d) Rede de fraturas 4.....	54
Figura 4.10: Deslocamentos modelo de rede de fraturas sem suporte cenário 3, a) Rede de fraturas 1, b) Rede de fraturas 2, c) Rede de fraturas 3, d) Rede de fraturas 4.....	54
Figura 4.11: etapas instalação do sistema de suporte análise contínua, a) tensão in situ, b) tensão induzida c) instalação do sistema de suporte, d) estado final.	57
Figura 4.12: Variação do momento ao longo da distância com e sem rótula.....	58
Figura 4.13: Momento fletor ao longo do comprimento para o cenário 1, 2 e 3.....	58
Figura 4.14: Força normal ao longo da distância para os cenários 1, 2 e 3.....	59
Figura 4.15: Deslocamentos ao longo da distância para os cenários 1, 2 e 3.....	59
Figura 4.16: Etapas do modelo descontínuo para instalação do sistema de suporte	60
Figura 4.17: Momento fletor ao longo da distância para o cenário 1.....	60
Figura 4.18: Momento fletor ao longo da distância para o cenário 2.....	61
Figura 4.19: Momento fletor ao longo da distância para o cenário 3.....	61
Figura 4.20: Força normal ao longo da distância para o cenário 1	62
Figura 4.21: Força normal ao longo da distância para o cenário 2	62
Figura 4.22: Força normal ao longo da distância para o cenário 3	62
Figura 4.23: Deslocamentos ao longo da distância para o cenário 1.....	63
Figura 4.24: Deslocamentos ao longo da distância para o cenário 2.....	63
Figura 4.25: Deslocamentos ao longo da distância para o cenário 3.....	63
Figura 4.26: Tensão máxima e mínima devido ao momento fletor e a força normal... 64	64
Figura 4.27: diagrama interação cenário 1, a) rede 1, b) rede 2, c) rede 3, d) rede 4... 65	65
Figura 4.28: diagrama interação cenário 2, a) rede 1, b) rede 2, c) rede 3, d) rede 4... 66	66
Figura 4.29: diagrama interação cenário 3, a) rede 1, b) rede 2, c) rede 3, d) rede 4... 66	66

1. INTRODUÇÃO

Os projetos de túneis envolvem a escavação do material natural da crosta terrestre, solo ou rocha, formando assim um vazio. Tal processo envolve riscos, o principal fator de risco é a eventual instabilidade das paredes, teto ou frente de escavação com consequente queda de blocos. Para maciços rochosos fraturados, os mecanismos de instabilidades são regidos primordialmente pelas descontinuidades presentes no maciço. Essas descontinuidades, por sua vez, apresentam características geométricas e de resistência que influenciam consideravelmente na formação de mecanismo de ruptura de blocos de rochas.

As principais características geométricas das descontinuidade são a atitude e o espaçamento, tais condições são importante para entender como a geometria da escavação pode afetar a formação de blocos de rocha. Entretanto, a orientação, por si só, não é capaz de provocar instabilidades, é necessário observar também a resistência ao cisalhamento das descontinuidades.

A resistência ao cisalhamento é a tensão cisalhante que ocorre no plano da descontinuidade no momento da ruptura. Tendo isto em vista, é interessante analisar os fatores que a influenciam. Esses fatores dependem das condições da paredes das descontinuidades, ou seja, da abertura, da rugosidade, do preenchimento e da presença de fluxo de água. É interessante observar que as condições das descontinuidades podem mudar em um curto ou longo espaço de tempo, por isso, as mesmas devem ser monitoradas regularmente.

Uma vez compreendido as características que influenciam na formação de mecanismos de queda de blocos de rocha, soluções de engenharia podem ser propostas. Os principais métodos utilizados para a estabilização dos maciço rochosos são: tirantes, telas de aço soldadas e concreto projetado.

Nesse contexto, será realizada a análise da escavação de um túnel baseado nos estudos levantado do túnel Monte Seco. O túnel Monte Seco está localizado na Estrada de Ferro Vitória Minas (EFVM) cuja operação pertence a VALE. o mesmo foi construído na metade do século XX, antes mesmo do desenvolvimento de sistemas de classificação geomecânica, e, atualmente, apresenta problemas localizados de quedas de blocos, problemas estes regidos principalmente pelas descontinuidades.

Assim, serão aplicados os métodos empíricos de classificação do maciço rochoso (sistema RMR e Q) com o objetivo de obter um pré-dimensionamento do sistema de suporte. A partir disso, serão utilizados dois modelos numéricos: um baseado no meio contínuo

utilizando o modelo semi-empírico de Hoek-Brown, e outro modelo descontínuo com o uso de Rede de Fraturas Discretas (RFD). A RFD é um método que busca realizar uma representação estatística do modelo estrutural do maciço rochoso, isto é, as propriedades geométricas das descontinuidades do maciço rochoso não são determinísticas, mas seguem distribuições de probabilidade (Baecher, 1978).

1.1 MOTIVAÇÃO

A motivação do presente trabalho está em aprimorar o entendimento a respeito do comportamento mecânico de maciços rochosos fraturados. A grande dificuldade apresentada no estudo dos maciços deve-se ao fato de haver descontinuidades geológicas. Estas descontinuidades são responsáveis pelo comportamento anisotrópico do mesmo, desse modo, serão realizadas análises comparativas de soluções de engenharia utilizando modelos computacionais e métodos empíricos tradicionais propostos pelas classificações geomecânica.

1.2 OBJETIVO

O presente trabalho objetiva:

1. Apresentar análises bidimensionais do processo de escavação e instalação do sistema de suporte de um túnel escavado em maciço rochoso fraturado, a fim de aprimorar o conhecimento atual a respeito dos mecanismos físicos responsáveis pelos processos de desestabilização que se desenvolvem neste tipo de obra.

2. Desenvolver uma metodologia de análise numérica para meios descontínuos com a utilização de elementos de interface, para modelar o comportamento mecânico das descontinuidades, e de rede de fraturas discretas, para modelar as propriedades geométricas das descontinuidades. Com isso, busca-se soluções de engenharia adequadas para problemas de estabilização de túneis escavados em maciços rochosos fraturados.

3. Apresentar e discutir as análises dos resultados utilizando o programa RocScience RS2 para o modelo contínuo e descontínuo, e comparar as soluções apresentadas com metodologias empíricas clássicas utilizando classificações geomecânica.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No decorrer deste capítulo, serão abordadas as propriedades gerais que proporcionam condições instáveis em túneis rasos escavados em maciço rochosos fraturados. Para isso é necessário entender três grandes aspectos fundamentais dos maciços rochosos: a resistência, as discontinuidades e as tensões atuantes. A capacidade de interpretar esses aspectos e entender como os mesmos se combinam para criar instabilidades ou estabilidades é parte crucial no projeto de túneis.

2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

Segundo a ABGE (1998), para fins de engenharia, o maciço rochoso é o conjunto de blocos de rocha intacta delimitados por planos de discontinuidades. Os blocos de rocha intacta e as discontinuidades são formados por processos geológicos complexos, portanto, suas propriedades tem grande variabilidade, o que torna os maciços rochosos materiais tipicamente heterogêneos, anisotrópicos e descontínuos, representando, assim, um grande desafio a escavação nesse tipo de material.

O comportamento do maciço rochoso sujeito a um estado de tensões depende tanto das propriedades da rocha intacta quanto do número e natureza das discontinuidades geológicas presentes (Hoek, 1983). A importância relativa de um destes fatores, ou seja, o que governará o comportamento, dependerá da dimensão da obra com relação a dimensão das discontinuidades e das zonas de influência. A Figura 2.1 ilustra essa análise.

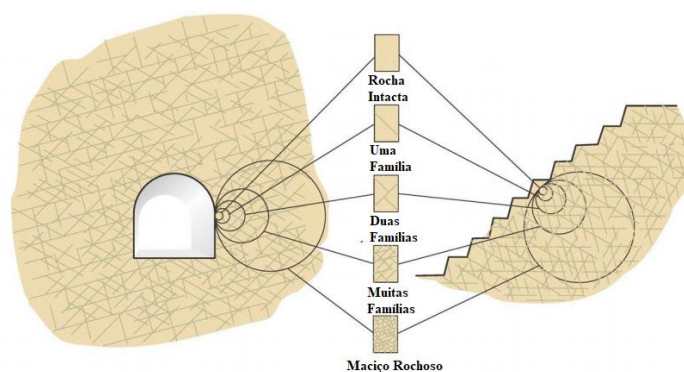


Figura 2.1: Efeito escala. Fonte: modificado – Hoek, 1983.

Em uma situação onde tem vários conjuntos de discontinuidades, a perfuração de um pequeno furo afetará somente a rocha intacta, por outro lado, a perfuração de um túnel pequeno poderá ter um comportamento dominado apenas por uma ou duas famílias de discontinuidades, já uma caverna de grandes dimensões terá seu comportamento afetado por

um grande número de descontinuidades, sendo que, cada faixa de comportamento apresenta diferentes propriedades e modos de ruptura.

2.2 CARACTERIZAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES

A descontinuidade é um termo genérico para referir-se a qualquer quebra na continuidade das propriedades da rocha, ou seja, um plano de fraqueza, em que a resistência a tração é quase zero ou nula (ISRM, 1978). As descontinuidades apresentam uma orientação e um espaçamento entre as mesmas, podem ser abertas ou fechadas, podem ser rugosas ou lisas e podem conter material de preenchimento (ABGE, 1998).

A presença das descontinuidades é umas das principais causas de instabilidades, uma vez que a interceptação entre elas podem expor blocos no processo de escavação dos maciços rochosos (ABGE, 1998).

Com isso, um fator determinante no projeto de túneis é a orientação das descontinuidades e em como elas se combinam para formar possíveis quedas de blocos. Para sistematizar o mapeamento, as descontinuidades são divididas em famílias, em que cada família representa um conjunto de descontinuidades com propriedades semelhantes. Em geral, quanto maior o número de famílias, maior será o risco de instabilidade dos blocos de rocha.

Além da orientação das descontinuidades, a tendência de deslizamento entre os planos de fratura pode afetar a estabilidade do maciço.

Quando as descontinuidades apresentam um material de preenchimento, como argila, a resistência ao cisalhamento é reduzida. Por outro lado, para descontinuidades sem material de preenchimento, a rugosidade e ondulação determinam a resistência ao cisalhamento (Assis, 2002).

Outro fator a ser considerado na estabilidade é a abertura, uma vez que descontinuidades com grandes aberturas são mais suscetíveis aos deslocamentos dos blocos de rochas, enquanto descontinuidades seladas são muito menos suscetíveis.

Por fim, a presença e a quantidade de fluxo de água pelas descontinuidades deve ser avaliada, uma vez que a mesma reduz drasticamente a resistência ao cisalhamento (ABGE, 1998).

Existem diversas metodologias para caracterização das descontinuidades em campo e em laboratório. Sendo assim, nas subseções (2.2.1) a (2.2.5) serão discutidos os processos de mapeamento e descrição das descontinuidades.

2.2.1 ORIENTAÇÃO

Assumindo que a descontinuidade é planar, a orientação é completamente descrita por dois parâmetros: rumo do mergulho e mergulho. O rumo do mergulho é o azimute da projeção da linha de máximo mergulho do plano da descontinuidade no plano horizontal do estereograma. Por sua vez, o mergulho é o ângulo formado entre o plano da descontinuidade e o plano horizontal, variando de 0 a 90 graus. Esses parâmetros podem ser aferidos facilmente em campo por meio de bússola e clinômetro. A Figura 2.2 ilustra o ângulo do rumo do mergulho (A) e do mergulho (B) (Assis, 2002).

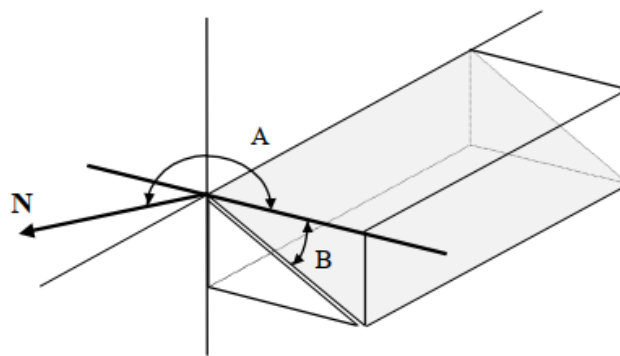


Figura 2.2: Orientação das descontinuidades. Fonte: Assis, 2002

A orientação também pode ser descrita em termos da projeção no plano horizontal do vetor unitário normal ao plano da descontinuidade, chamado de polo. Essa abordagem é interessante para análises estatísticas. A partir da projeção estereográfica das descontinuidades é possível identificar conjuntos de descontinuidades com orientações similares, isto é, as famílias de descontinuidades. Com isso, selecionando uma família de descontinuidades com N polos, é possível definir um vetor resultante como a somatória das componentes dos N polos, dado por:

$$r_x = \sum_{i=1}^N n_{ix}; r_y = \sum_{i=1}^N n_{iy}; r_z = \sum_{i=1}^N n_{iz}; \quad (2.1)$$

em que r_x , r_y e r_z são as componentes do vetor resultante e n_{ix} , n_{iy} e n_{iz} são as componentes do i -ésimo vetor unitário ao plano. Além disso, o módulo do vetor resultante é dado por:

$$R = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + r_z^2}, \quad (2.2)$$

Fisher (1953) definiu um constante para medir o grau de dispersão de uma família de descontinuidades, obtida como:

$$K = \frac{N-1}{N-R}, \quad (2.3)$$

Em que N é o número de polos e R é a magnitude do vetor resultante.

Quando R se aproxima de N, K tende ao infinito, portanto, quanto menos disperso os dados, maiores serão os valores de K, a Figura 2.3 ilustra o efeito da constante de Fisher na dispersão das descontinuidades.

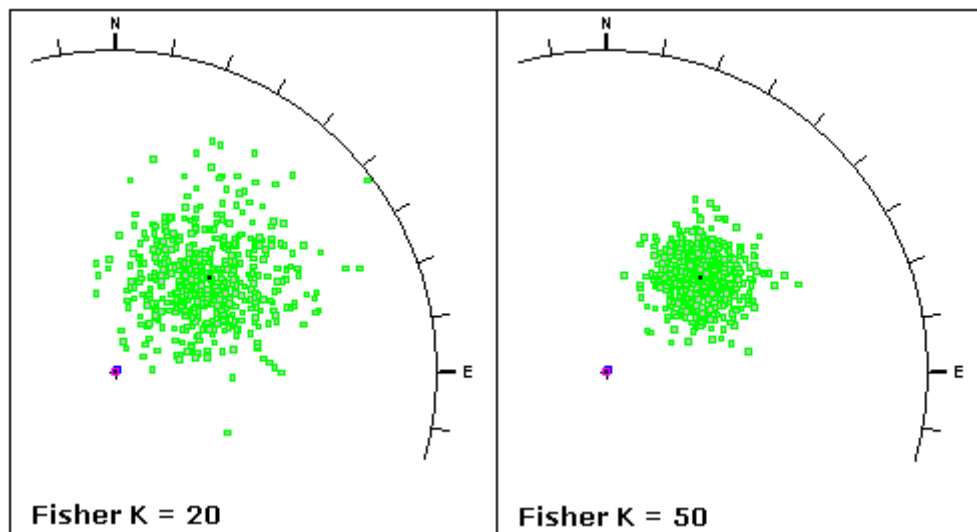


Figura 2.3: Efeito da constante de Fisher na dispersão das descontinuidades. Disponível em https://www.roscience.com/help/rs2/phase2_model/fisher_distribution.htm. Acessado em 19/04/2021

A Distribuição de Fisher descreve a distribuição angular do vetor de orientação em torno da média. A função densidade de probabilidade é descrita como:

$$f(\theta) = \frac{K \operatorname{sen}(\theta) e^{K \cos \theta}}{e^K - e^{-K}}, \quad (2.4)$$

em que K é a constante de Fisher.

2.2.2 ESPAÇAMENTO

A distância perpendicular entre dois planos adjacentes é o espaçamento da descontinuidade e sua aferição pode ser realizada com trena graduada em milímetro, bússola e clinômetro (Assis, 2002). Na prática, o espaçamento é considerada como a distância entre quaisquer duas descontinuidades adjacentes.

O espaçamento é uma medida de intensidade de faturamento, e seu inverso pode ser representado por: número de descontinuidades por comprimento, comprimento de

descontinuidade por unidade de área ou área de descontinuidade por unidade de volume de maciço.

Essa característica apresenta elevada importância, pois interfere diretamente na deformabilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade do maciço.

2.2.3 PERSISTÊNCIA

Na caracterização do maciço, é fundamental relacionar o tamanho das descontinuidades com o tamanho do maciço, a persistência é o parâmetro utilizado para isso. Idealmente, a persistência é definida como a razão entre o comprimento e a área do plano da descontinuidade. Entretanto esse é um parâmetro difícil de ser determinado, uma vez que o acesso ao plano das descontinuidades é muito limitado, por isso, o modo mais usual de aferir a persistência é medindo o comprimento e a sua interseção com janelas de amostragem no afloramento, essas janelas podem ser de diversos tamanhos e formas dependendo da metodologia adotada.

2.2.4 ABERTURA

A abertura é a distância perpendicular entre as paredes de descontinuidades adjacentes (ABGE, 1998). Esse parâmetro é crucial para a determinação da resistência e deformabilidade do maciço, em descontinuidades seladas não intemperizadas, as propriedades do maciço podem ser equiparadas às da rocha intacta. Por outro lado, se as descontinuidades estiverem abertas, as propriedades serão bem diferentes, o maciço será mais deformável e com menor resistência ao cisalhamento, a depender da existência de material de preenchimento.

2.2.5 RUGOSIDADE

A rugosidade representa as ondulações nas paredes das descontinuidades. Em descontinuidades sem preenchimento, a descrição da rugosidade se torna muito crucial, pois será o fator principal para determinar a resistência ao cisalhamento. Para quantificar a rugosidade, Barton (1974) propôs dois parâmetros: o JRC (*Joint Roughness Coefficient* /coeficiente de rugosidade da descontinuidade) e o JCS (*Joint Compressive Strength* /resistência a compressão uniaxial da rocha intacta das paredes). O JRC pode ser estimado por perfis de rugosidades, onde a rugosidade é determinada por uma comparação visual entre o perfil geométrico das descontinuidades e os perfis apresentados na Figura 2.4 ou ainda pelo

ensaio de plano inclinado, em que a superfície é inclinada até o bloco escorregar, obtida pela equação:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)}, \quad (2.5)$$

em que α é o ângulo de inclinação de escorregamento, σ_n é a tensão normal e ϕ_r é o ângulo de atrito residual.

Além da ondulação das paredes (JRC) é necessário quantificar o grau de alteração das mesmas (JCS). Para isso, o esclerômetro de Schmidt é utilizado, em que é feita uma correlação da dureza superficial das paredes com a resistência a compressão uniaxial.

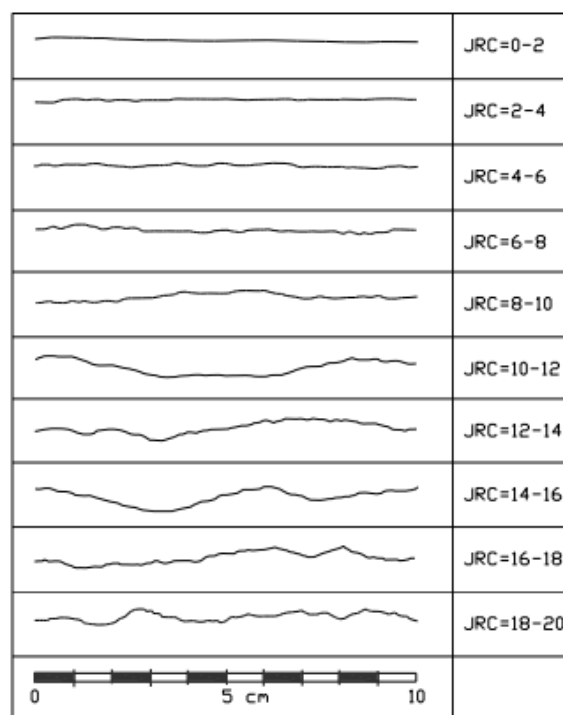


Figura 2.4: Perfis de Rugosidade (Barton e Choubey, 1977).

2.2.6 PREENCHIMENTO

Em descontinuidades que apresentam aberturas, a presença de material de preenchimento tem influência significativa na resistência ao cisalhamento, na deformabilidade e na permeabilidade (ABGE, 1998). Tais fatores podem ter grande variação, materiais finos, como argila e silte, são mais deformáveis, menos resistentes e menos permeáveis do que materiais pétreos. A natureza desses materiais de preenchimento é originária de movimentos tectônicos e do grau de intemperismo químico ao qual esse material foi exposto. Para

adequada caracterização deve ser registrada a granulometria, a natureza, a textura e a cor do material de preenchimento.

2.3 TENSÕES *IN SITU* E TENSÕES INDUZIDAS

As tensões *in situ* são tensões naturais que atuam no maciço. Essas tensões estão ligadas aos processos geológicos de formação, o que resulta, conseqüentemente, numa alta variabilidade dos seus valores (ABGE, 1998). De forma geral, quanto mais profunda uma escavação, maiores são as tensões atuantes, entretanto, esta hipótese pode ser violada em horizontes modificados por efeitos da geologia estrutural local. Há duas tensões principais que devem ser consideradas no comportamento dos maciços: as tensões verticais e as tensões horizontais. Usualmente, as tensões verticais podem ser satisfatoriamente estimadas pelo peso próprio de rocha acima. Por outro lado, as tensões horizontais são difíceis de serem estimadas, motivo pelo qual são necessários ensaios de campo e processos de retro análise. O coeficiente de empuxo em repouso (k_0) é o quociente entre as tensões horizontais e verticais.

É importante também analisar as tensões induzidas. As tensões *in situ* estão sempre atuando no maciço, quando ocorre a abertura de uma escavação na rocha, o fluxo tensões é localmente perturbado e uma redistribuição de tensões é induzida na fronteira da abertura. Dependendo da geometria da abertura, irão surgir regiões de concentração e de alívio de tensões no entorno da escavação. Essas regiões de concentração e alívio podem gerar instabilidade - com a formação de mecanismos de bloco - ou estabilidade - com travamento de blocos - dependendo da orientação das descontinuidades.

2.4 REDES DE FRATURAS DISCRETAS

Como já observado, a caracterização geométrica das famílias de descontinuidades é de fundamental importância para prever o comportamento dos maciços rochosos. Entretanto, essa caracterização é muito difícil de ser realizada de forma completa, uma vez que as descontinuidades tem uma natureza tridimensional e as observações de campo estão limitadas a observações no afloramento e furos de sondagem.

Em primeira aproximação, os parâmetros geométricos das descontinuidades podem ser tratados de forma determinística, evidentemente essa é uma análise pouco realista. Entretanto, esses parâmetros podem passar pelo tratamento estatístico, considerando assim que as famílias de descontinuidades variam de acordo com distribuições de probabilidade, que

apresentam média e desvio-padrão. Esse método é conhecido como Redes de Fraturas Discretas (RFD).

O modelo desenvolvido por Baecher *et al.* (1978) é utilizado para modelar redes de fraturas em maciços rochosos. O modelo é baseado na hipótese de que as discontinuidades são planares, no formato circular ou elíptico. Para o formato circular, as discontinuidades são completamente definidas por um único parâmetro – o raio do círculo. Já para o formato elíptico, dois parâmetros devem ser definidos – o semieixo maior e o semieixo menor. O raio do disco pode ser determinístico ou seguir uma distribuição de probabilidade, as distribuições apropriadas para o raio são as distribuições exponencial e log normal. Assim como o raio, a localização dos centros dos discos pode assumir um valor regular ou seguir uma distribuição. Para tal localização, a distribuição de Poisson, a qual aloca os centros dos discos de forma independente e aleatória, é o processo mais indicado. Por fim, a orientação das discontinuidades podem assumir também uma distribuição de probabilidade ou um valor constante, as distribuições mais utilizadas para a orientação são do tipo normal e de Fisher. O número de discontinuidades geradas é controlada pela intensidade de faturamento do maciço.

Em síntese, para gerar um modelo de discos de Baecher, primeiro os centros dos discos são alocados por uma distribuição de Poisson. A partir deste ponto, os raios dos discos são traçados seguindo a orientação dada pelo rumo do mergulho e o mergulho. Assim, o modelo de discos de Baecher pode ser visualizado pela Figura 2.5, em que as discontinuidades se interceptam entre si e terminam na rocha intacta.

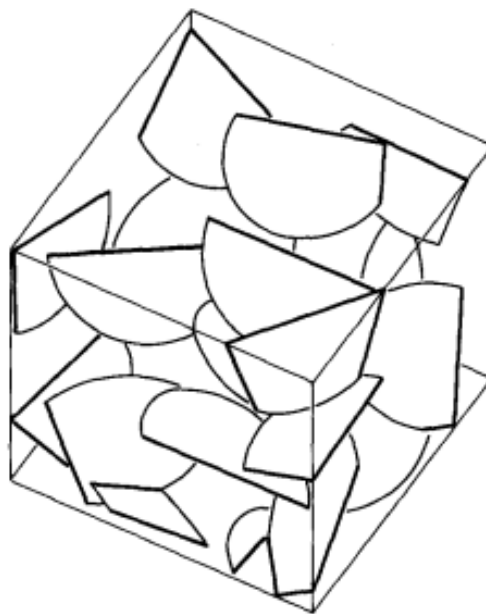


Figura 2.5: Maciço sintético gerado pelo modelo de Baecher (Baecher, 1978)

2.5 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Os critérios de ruptura relacionam o estado de tensões com a capacidade de resistência do material. Isto é, a partir do critério de ruptura escolhido uma envoltória de ruptura é definida, de forma que, os estados de tensões inferiores aos da envoltória representam a estabilidade.

Para analisar uma potencial ruptura nos maciços rochosos deve-se determinar os parâmetros de resistência da rocha intacta e das discontinuidades, assim como as tensões induzidas devido a escavação e as propriedades geométricas das discontinuidades (número de famílias, orientação, espaçamento e persistência). Com base nos fatores descritos, é possível determinar o melhor critério para ser adotado.

2.5.1 CRITÉRIO DE RANKINE

O critério de Rankine define que a ruptura ocorre quando a tensão de tração (σ_t) alcança a tensão normal máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$) obtida no ensaio de tração simples, a Figura 2.6 ilustra a envoltória de ruptura de Rankine.

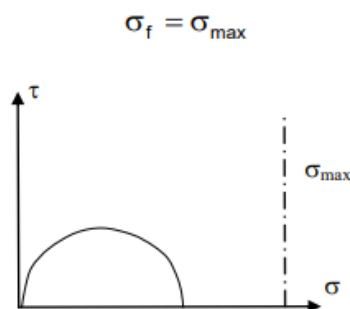


Figura 2.6: Envoltória de ruptura de Rankine

2.5.2 CRITÉRIO DE TRESCA

O critério de Tresca define que a ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento (τ_t) alcança a tensão de cisalhamento máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$) obtida no ensaio de tração ou compressão simples, a Figura 2.7 ilustra a envoltória de ruptura de Tresca.

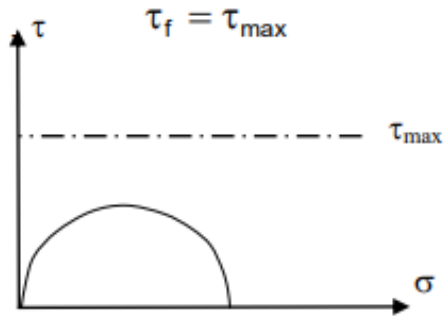


Figura 2.7: Envolvória de ruptura de Tresca

2.5.3 CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB

O critério de Mohr-Coulomb assume que a envoltória de ruptura é definida por uma reta, descrita como:

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi) \quad (2.6)$$

Em que, τ é a tensão cisalhante, σ é a tensão normal ao plano de ruptura, c é a coesão do material e ϕ é o ângulo de atrito.

A interpretação física é que a ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento aplicada, menos o atrito associado a tensão normal do plano de ruptura se iguala a coesão da rocha. Esta interpretação é falha quando é analisada a região de tensão normal de tração, uma vez que não é razoável considerar a mobilização de resistência de atrito na presença de uma tensão normal de tração. A Figura 2.8 ilustra a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.

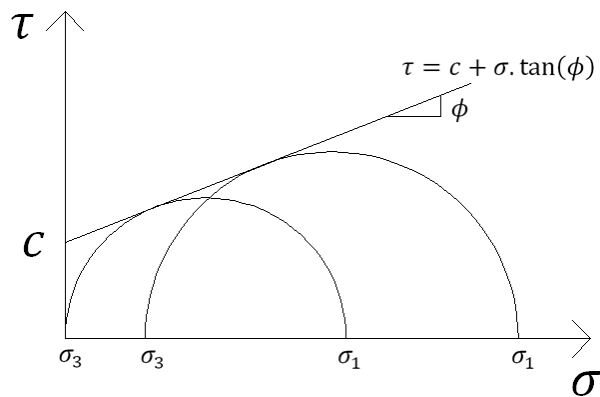


Figura 2.8: Envolvória de ruptura de Mohr-Coulomb

2.5.4 CRITÉRIO DE HOEK E BROWN GENERALIZADO

O Critério de Hoek-Brown foi desenvolvido no começo dos anos 1980 para projetos de túneis escavados em rocha. Inicialmente o critério previa o comportamento de rochas intactas, mas posteriormente foi generalizado para incorporar os efeitos das descontinuidades

caracterizadas pelo índice *Geological Stress Index* (GSI) (Hoek-Brown, 2018). O índice GSI caracteriza o grau de fraturamento do maciço rochoso e a condição da superfície das descontinuidades. Assim, o critério de Hoek-Brown propõe descrever o comportamento de maciços rochosos. Evidentemente este critério apresenta limitações, sendo mais aceito para casos de grandes quantidades de famílias de descontinuidades com orientações aleatórias cuja ruptura é caracterizada pelo deslizamento e rotação dos blocos de rocha, além das baixas tensões de campo, um comportamento bem parecido com o de solos.

O critério de Hoek-Brown generalizado é descrito por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^a \quad (2.7)$$

Onde σ_1 é a tensão principal maior, σ_3 é a tensão principal menor, σ_{ci} é a resistência a compressão uniaxial da rocha intacta e m_b , s e a são constantes relacionadas ao maciço rochoso, dadas por:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{(GSI - 100)}{(28 - 14D)} \right) \quad (2.8)$$

$$s = \exp \left(\frac{(GSI - 100)}{(9 - 3D)} \right) \quad (2.9)$$

$$a = 1/2 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (2.10)$$

Em que, m_i é o parâmetro da rocha intacta, e $s = 1$ e $a = 0,5$ para rocha intacta, D é um fator que depende do grau de perturbação devido ao desmonte de rocha e das tensões de relaxamento.

2.5.5 CRITÉRIO DE BARTON E CHOUBEY

Em descontinuidade não preenchidas, para a resistência ao cisalhamento, basicamente é definida uma envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb reduzida, isto é, o fator de coesão é desconsiderado, assim a envoltória é descrita por:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi) \quad (2.11)$$

Patton (1966) introduziu a ideia de que as asperezas das descontinuidades podem ser aproximadas por uma série de triângulos com ângulo constante (i), em que esse ângulo é somado com o ângulo de atrito, obtendo $(\phi+i)$. Uma vez que, para baixas tensões normais, as paredes das descontinuidades se dilatam conforme as mesmas deslizam entre si. Assim, com objetivo de obter um comportamento mais realista, Barton & Choubey (1977) definiram a envoltória de ruptura empírica dado por:

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_r + JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (2.12)$$

Em que JRC é o coeficiente de rugosidade da descontinuidade (*Joint Roughness Coefficient*), JCS é a resistência a compressão uniaxial da rocha intacta das paredes (*Joint Compressive Strength*), ϕ_r é o ângulo de atrito residual, τ é a resistência cisalhante e σ_n é a tensão normal.

2.6 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DE MACIÇOS ROCHOSOS

Os sistemas de classificação geomecânica de maciços rochosos foram métodos empíricos desenvolvidos inicialmente por Tezarghi (1949), e posteriormente por Bieniawisk (1973) e Barton (1974) para sugerir parâmetros de projetos na escavação de túneis em maciços rochosos, ou seja, com base em observações de campo é possível obter os principais parâmetros de projeto, tais como: espessura do concreto projetado, inserção de cambotas metálicas, comprimento dos tirantes, espaçamento dos tirantes e avanço do túnel.

2.6.1 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO RMR

O sistema de classificação RMR, sigla em inglês para *rock mass rating*, foi um modelo empírico desenvolvido por Bieniawski (1973) com base em 49 casos históricos túneis rasos em rochas sedimentares da África do Sul. O modelo passou por diferentes modificações, sendo sua última revisão datada de 1989 reunindo o total de 268 casos históricos.

Para a classificação o sistema considera os seguintes parâmetros:

- resistência a compressão uniaxial da rocha intacta;
- índice de qualidade da rocha (RQD);
- espaçamento das descontinuidades;
- condição das descontinuidades;
- ação da água subterrânea;
- orientação das descontinuidades.

Os parâmetros do sistema RMR são listados na Apêndice A1 com intervalos de variação.

2.6.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO Q

O sistema de classificação Q foi desenvolvido por Barton *et al.*(1974) com base em 200 casos históricos de túneis e cavernas na Noruega. Assim como o RMR, o sistema é baseado em seis parâmetros, mas, diferente do RMR, leva em consideração as tensões de campo bem como as dimensões da escavação.

Para a classificação, o sistema considera os seguintes parâmetros:

- Índice de qualidade da rocha (RQD);
- Índice de influência do número de famílias (J_n);
- Índice de influência da rugosidade das paredes (J_r);
- Índice de influência da alteração das paredes (J_a);
- Índice de influência da pressão da água subterrâneas (J_w);
- Índice de influência das tensões no maciço (SRF).

Os parâmetros do sistema Q são relacionados por meio

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad (2.13)$$

Em que o primeiro termo do produto (RQD/ J_n) está relacionado com tamanho dos blocos, o segundo termo (J_r/J_a) está relacionado com a resistência ao cisalhamento das descontinuidades, e o último (J_w/SRF) está relacionado com as tensões de campo.

Os valores atribuídos aos parâmetro do sistema Q estão listado no Apêndice A2. Os valores de Q variam uma escala logarítmica, podendo abranger valores de 0,001 a 1000.

2.6.3 INDICE GSI

O índice GSI, sigla em inglês para *Geological Strength Index*, é um sistema de classificação desenvolvido por Hoek (2002). O índice GSI é muito utilizado para correlacionar parâmetros de resistência com observações geológicas de campo, isso porque o índice é baseado em diversos casos reais ao redor do mundo. A utilização do GSI é muito simples e fácil, a aplicação da classificação é feita comparando a estrutura do maciço rochoso com as condições da superfície. Em geral, quanto menos fraturado estiver o maciço, mais competente será o maciço. Já para as superfícies, quanto mais rugosas e menos intemperizadas, mais competente será o maciço. O índice GSI varia de 0 a 100 sendo mais apropriado descreve-lo em intervalos. A Figura 2.9 mostra a metodologia de classificação do GSI, baseada na qualidade superficial das descontinuidades e no grau de faturamento do maciço rochoso.

ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA PARA MACIÇOS FRATURADOS (Hoek & Marinos, 2000)		CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE				
<p>A partir da litologia, estrutura e condições da superfície das descontinuidades, estima-se o valor médio de GSI. Não tente ser tão preciso. Citar um alcance de 33 a 37 é mais realístico do que afirmar que GSI = 35. Observe que a tabela não é aplicável a rupturas controladas estruturalmente. Onde existir planos estruturais de fraqueza com orientação desfavorável em relação à face da escavação, estes controlarão o comportamento do maciço rochoso. A resistência ao cisalhamento de superfícies rochosas propensas a sofrer deterioração com as variações de umidade será reduzida quando existir presença de água. Quando trabalhar com rochas de categoria razoável a muito pobre, um deslocamento para a direita pode ser feito em condições de saturação. Pressão de água é avaliada através de análises de tensão efetiva.</p>		MUITO BOA	BOA	RAZOÁVEL	POBRE	MUITO POBRE
		Muito rugosa, superfícies são não intemperizadas	Rugosa, levemente intemperizada, superfícies manchadas de ferro ("enferrujadas")	Lisa, superfícies moderadamente intemperizadas e alteradas	Polida, superfícies altamente intemperizadas com camadas compactas ou preenchimentos ou fragmentos angulares	Polida, superfícies altamente intemperizadas com camadas de argila moles ou preenchimentos
ESTRUTURA		DECRESCIMO DA QUALIDADE DA SUPERFÍCIE →				
<p>DECRESCIMO DO INTERTRAVAMENTO DE BLOCOS ROCHOSOS ↓</p>	<p>INTACTA OU MACIÇA – rocha intacta ou maciça com poucas descontinuidades, largamente espaçadas</p>	90			N/A	N/A
	<p>FRATURADA – maciço rochoso bem intertravado não perturbado constituído por blocos cúbicos formados por três famílias de descontinuidades que se interceptam</p>	80	70			
	<p>MUITO FRATURADA – intertravado, maciço parcialmente perturbado com blocos angulares com várias faces formados por quatro ou mais famílias de descontinuidades</p>		60	50		
	<p>FRATURADA/PERTURBADA/"COSTURADA" – dobrada com blocos angulares formados por muitas famílias de descontinuidades interceptadas. Persistência de planos de acamamentos ou xistosidades</p>			40	30	
	<p>DESINTEGRADA – pobremente intertravada, maciço rochoso intensamente quebrado, com uma mistura de pedaços rochosos angulares e arredondados</p>				20	
	<p>LAMINADA/CISALHADA – ausência de blocos devido ao estreito espaçamento de xistosidades fracas ou planos de cisalhamento</p>	N/A	N/A			10

Figura 2.9: Índice de Resistência Geológica GSI (Marinos *et al.*, 2005)

2.7 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método numérico desenvolvido para resolução de equações diferenciais. O método foi desenvolvido, inicialmente, para problemas de elasticidade, mas pode ser utilizado para diversos outros problemas, que são objeto de estudo da engenharia, tais como: fluxo de calor, fluxo em meios porosos, transporte de contaminantes, eletromagnetismo.

No contexto da mecânica das rochas, o método dos elementos finitos também é útil para modelagem. O maciço rochoso pode ser estudado como um meio contínuo equivalente, em que, os efeitos da descontinuidade são incorporados nos parâmetros de mecânicos. Outra abordagem pode ser feita modelando as descontinuidades de forma explícita pelos elementos de junta de Goodman.

Para estudar um determinado fenômeno físico, é primordial descrever o sistema físico por meio de equações diferenciais, válidas em uma região de domínio e submetidas a determinadas restrições, chamadas condições de contorno. Assim, o problema fica matematicamente definido, uma vez que o problema consiste em achar uma solução que satisfaça as equações diferenciais, dentro de todo o domínio, e também atenda as restrições impostas no contorno, esses problemas são conhecidos na matemática como problema de valor de contorno. A solução analítica desse tipo de problema pode ser muito complicada, quando se tem geometrias complexas e propriedades distintas em diferentes regiões do domínio. Portanto, uma solução aproximada, com o uso do método dos elementos finitos, torna-se interessante para problemas reais de engenharia.

A resolução de problemas utilizando o MEF consiste em quatro passos principais. O primeiro passo resume a ideia central no MEF - a discretização. O domínio da região analisada é dividida em diversas regiões menores com geometrias mais simples (retas, triângulos, quadriláteros) que são chamadas de elementos finitos. A Figura 2.10 ilustra os tipos de elementos utilizados no MEF.

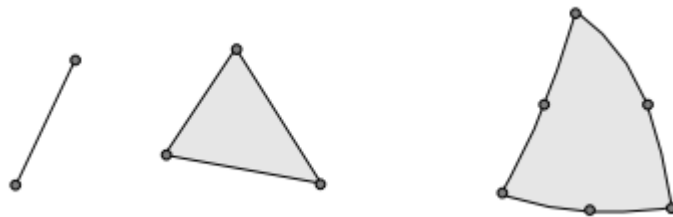


Figura 2.10: Alguns tipos de elementos usados no MEF (Magalhães de Souza, 2003)

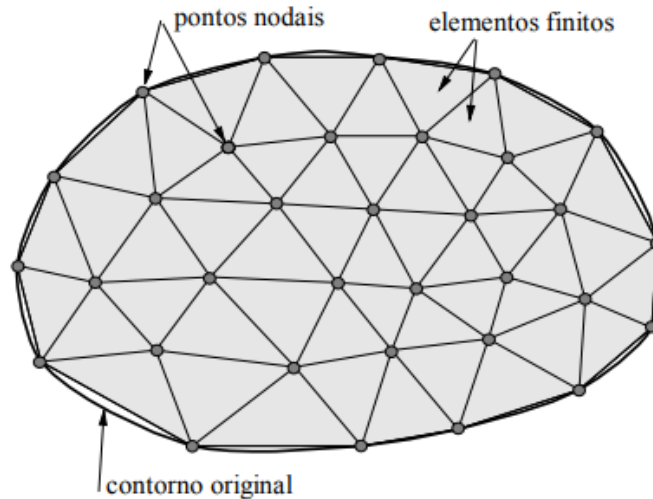


Figura 2.11: Processo de discretização (Magalhães de Souza, 2003).

Dentro do processo de discretização, para a formulação do MEF, é necessário a existência de uma forma integral, de modo que a integral sob um domínio complexo seja substituída pelo somatório de integrais sob um domínio mais simples. As equações ((2.14) e ((2.15) ilustram o processo de discretização do domínio complexo em sub domínios de geometria mais simples, onde a integral de f sob um região complexa é substituída pelo somatório da integral de f sob sub regiões mais simples.

$$\int_V f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV_i \quad (2.14)$$

Onde:

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad (2.15)$$

Ou seja, o processo de discretização permite que, uma vez calculado as integrais dos sub domínios mais simples, basta efetuar o somatório das integrais sob o sub domínio mais simples para obter a integral sob todo domínio.

O segundo passo consiste na aproximação da solução dentro do domínio de cada elemento utilizando interpolação polinomial, com isso é possível obter as equações correspondentes de cada elemento. No MEF, cada elemento é composto por nós, onde os valores das variáveis são conhecidos, e cada elemento é conectado a outro por meio dos nós. Uma vez conhecidos os valores nodais, os valores dentro do domínio dos elementos são calculados, de forma aproximada, por meio de funções de interpolação. Portanto, uma solução

que consistia em satisfazer um conjunto infinito de pontos, dentro do domínio, é substituído por uma solução que deve atender a um número finitos de pontos. O terceiro passo é montar um sistema global de equações algébricas, que relaciona todos os elementos por meio dos nós obedecendo as devidas condições de contorno. Por fim, o quarto e último passo consiste na resolução do sistema global de equações algébricas, obtendo assim, a solução do problema para qualquer ponto no domínio.

O conjunto de todos elementos finitos conectados pelos nós, conforme a Figura 2.11 mostrada anteriormente, são chamados de malha de elementos finitos. A precisão dos resultados dependerá do quão refinada será essa malha. Em geral, quanto menor o tamanho dos elementos e quanto maior a quantidade de nós por elemento, mais refinada será a malha.

2.7.1 PROBLEMAS DE ESTADO PLANO

Os problemas de estado plano podem ser divididos em duas grandes categorias: o estado plano de tensões e o estado plano de deformações. O estado plano de tensões é quando as tensões atuantes fora do plano são desprezíveis em relação as tensões atuante no plano. A Figura 2.12 ilustra o estado plano de tensões, em que tem-se uma placa fina, ou seja, uma das dimensões é bem menor do que as outras, com carregamento e apoio no próprio plano. Dado um sistema de coordenadas em que os eixos x e y coincidem com o plano médio da placa, as tensões atuantes fora do plano x-y, no eixo z, são consideradas nulas.

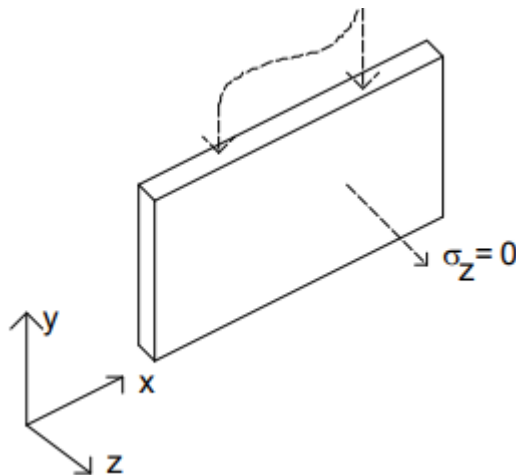


Figura 2.12: Material submetido ao estado plano de tensão

Por outro lado, o estado plano de deformações é quando as deformações atuantes fora do plano são desprezíveis em relação as deformações atuantes no plano. A Figura 2.13 ilustra o estado plano de deformações, em que a estrutura tem uma das dimensões muito maior do que as outras e um carregamento perpendicular a maior dimensão. Dado um sistemas de

coordenadas em que o eixo z coincida com a direção de maior dimensão, as deformações atuantes fora do plano x-y, no eixo z, serão consideradas nulas.

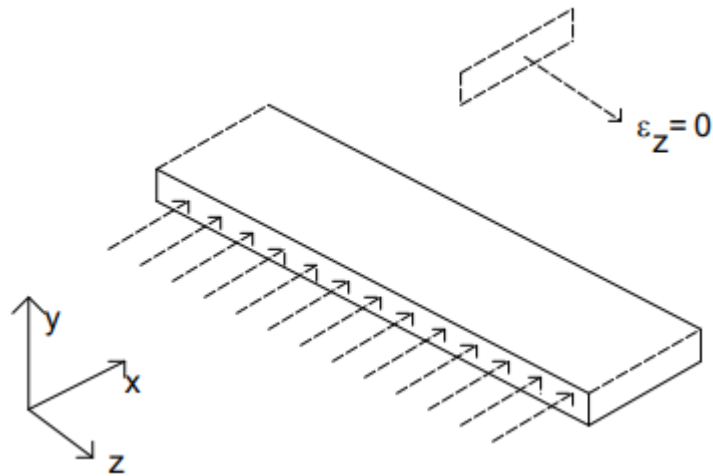


Figura 2.13: Material submetido ao estado plano de deformações

A formulação clássica do problema do estado plano consiste em: dada a geometria, as forças aplicadas e as restrições de deslocamento. Determinar o estado de tensão, o estado de deformação e o deslocamento de um ponto qualquer do sólido.

O túneis podem ser modelados como problemas de estado plano de deformação para seções longe do emboque e do desemboque.

2.7.2 ELEMENTOS DE JUNTA DE GOODMAN

Os elementos de interface são elementos que modelam a interação entre materiais diferentes. Goodman *et al* (1968) introduziu a primeira abordagem para representar as descontinuidade em uma análise de elementos finitos, em que as descontinuidades são representadas por um elemento bilinear com espessura nula, Figura 2.14. Assim, a deformação das descontinuidade é modelada como um deslocamento relativo entre as duas faces, onde há uma relação entre a força de superfície na junta e o deslocamento, relação essa que depende da rigidez do elemento.

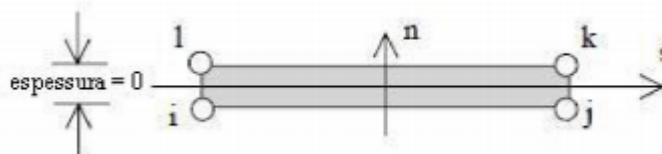


Figura 2.14: Elemento de interface de Goodman

2.8 EFEITOS DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

O processo de escavação de um túnel tem um carácter tipicamente tridimensional, entretanto, sua modelagem numérica pode ser feita utilizando modelos bidimensional, estado plano de deformações. Tal modelagem é frequentemente utilizada devido à complexidade na geração e processamento de um modelo tridimensional mais realístico. Portanto, foram desenvolvidos métodos para levar em consideração os efeitos tridimensionais gerados pelo escavação. Panet e Guenot (1982) desenvolveram um método para considerar o efeito tridimensional da frente de escavação na análise de estado plano de deformação pela redução das tensões *in situ* com a utilização de um fator de redução, λ . Onde a tensão radial no contorno da escavação é dado por:

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0, \quad (2.16)$$

em que σ_0 é a tensão inicial e λ é um fator de redução que varia de 0 a 1 e é dado por:

$$\lambda = \frac{u_r(x)}{u_{r\infty}}, \quad (2.17)$$

em que $u_{r\infty}$ é o deslocamento radial máximo e $u_r(x)$ é o deslocamento radial a uma distância x da frente de escavação. A Figura 2.15 Ilustra esse processo.

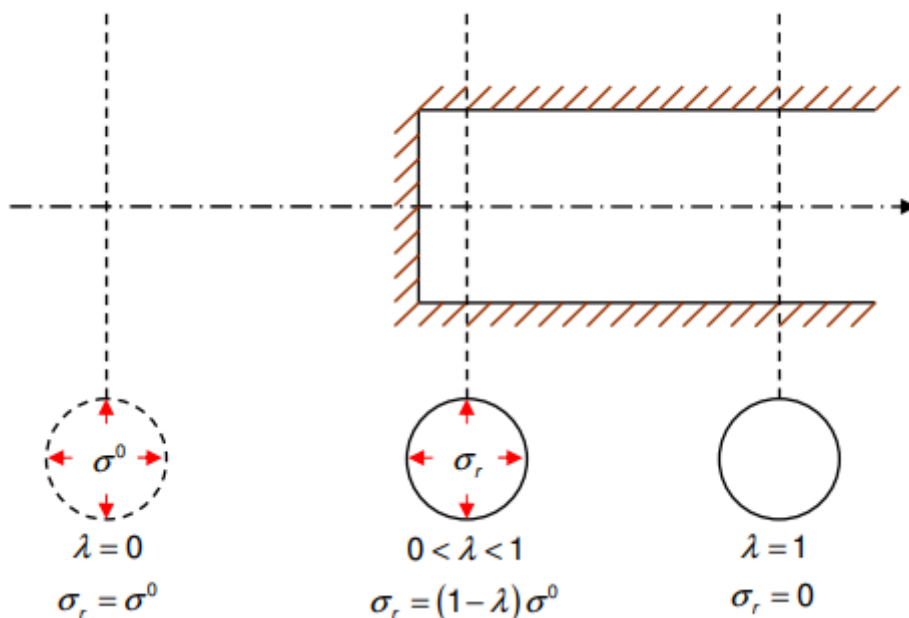


Figura 2.15: Representação do método da redução das tensões *in situ* (Quim, 2010)

Em uma seção fictícia, ainda não escavada, bem distante da face de escavação, a pressão atuante no contorno será igual as tensões *in situ* ($\lambda=0$), já para uma outra seção escavada a uma distância próxima da face do túnel, a pressão inicial terá sido parcialmente

dissipada ($0 < \lambda < 1$) e o túnel já terá passado por um processo de convergência radial. Por fim, para um seção escavada bem distante da frente de escavação, a tensão inicial terá sido toda dissipada ($\lambda = 0$). Portanto, para a instalação do sistema de suporte, deve-se determinar a que distância da frente de escavação será instalada o sistema de suporte e qual será a pressão aplicada no sistema de suporte.

A equação proposta por Panet & Guenot (1982), considera um túnel circular escavado no meio homogêneo, isotrópico e com tensões hidrostáticas, Apesar das hipóteses pouco representativas do comportamento do maciço, essa análise serve como estimativa inicial. A equação é dada por:

$$\frac{u_r(x)}{u_{r\infty}} = 0,28 + 0,72 \left(1 - \left(\frac{0,84}{0,84 + x/R} \right)^2 \right) \quad (2.18)$$

Em que R é o raio do túnel. Assim, com base na equação (2.16), (2.17) e (2,18) é possível determinar, com base em uma análise de estado plano de deformação, a tensão atuante no sistema de suporte quando o mesmo é instalado a uma distância determinada distância da frente de escavação.

3. METODOLOGIA

A análise do túnel será feita utilizando diferentes métodos, tanto métodos empíricos, pelos sistemas de classificação geomecânica, quanto métodos numéricos, pelos modelos contínuos e modelos descontínuos, para assim realizar a análise dos soluções de projeto: espessura do concreto projetado, comprimento dos tirantes, espaçamento dos tirantes e avanço do túnel.

Para realizar as análises numéricas será utilizado o programa comercial Rocscience RS2. O programa é uma ferramenta muito utilizada para realizar projetos de engenharia em maciços terrosos e rochosos como: escavações subterrâneas, estabilidade de taludes, percolação e adensamento. As análises são realizadas utilizando elementos finitos 2D, sendo que o programa permite modelar os diversos estágios de escavação do túnel, as discontinuidades do maciço, além da interação maciço-suporte.

Primeiro será feita a classificação do maciço rochoso do estudo de caso. Com essa classificação é possível obter as soluções de projeto, além disso, é possível fazer correlações para obtenção dos parâmetros de resistência e dos parâmetros de deformabilidade do maciço. Inicialmente, serão feitas dois tipos de análise: uma da escavação sem sistema de suporte e outra com a instalação do sistema de suporte, em que serão simulados os efeitos tridimensionais da frente de escavação pelo método da redução das tensões. Para cada uma dessas análises, dois tipos de metodologia serão abordadas: a metodologia do meio contínuo equivalente e a metodologia das redes de fraturas discretas.

Para o meio contínuo equivalente serão analisados três cenários possíveis. O cenário 1 consiste no cenário mais pessimista, que refletem os piores parâmetros de resistência e deformabilidade. Por outro lado, o cenário 2 representa o cenário mais otimista, que reflete os melhores parâmetros de resistência e deformabilidade. Por fim, o cenário 3 representa um cenário intermediário entre o pessimista e otimista.

Para o modelo de redes de fraturas discretas foram utilizados também três cenários. Assim como na análise contínua, o cenário 1 é o cenário pessimista, o cenário 2 é o cenário otimista e o cenário 3 é o cenário intermediário. Mas como a rede de fraturas é gerada por um processo estocástico, para cada cenário serão utilizados quatro redes de fraturas. A Figura 3.1 mostra um fluxograma das análises que serão realizadas.

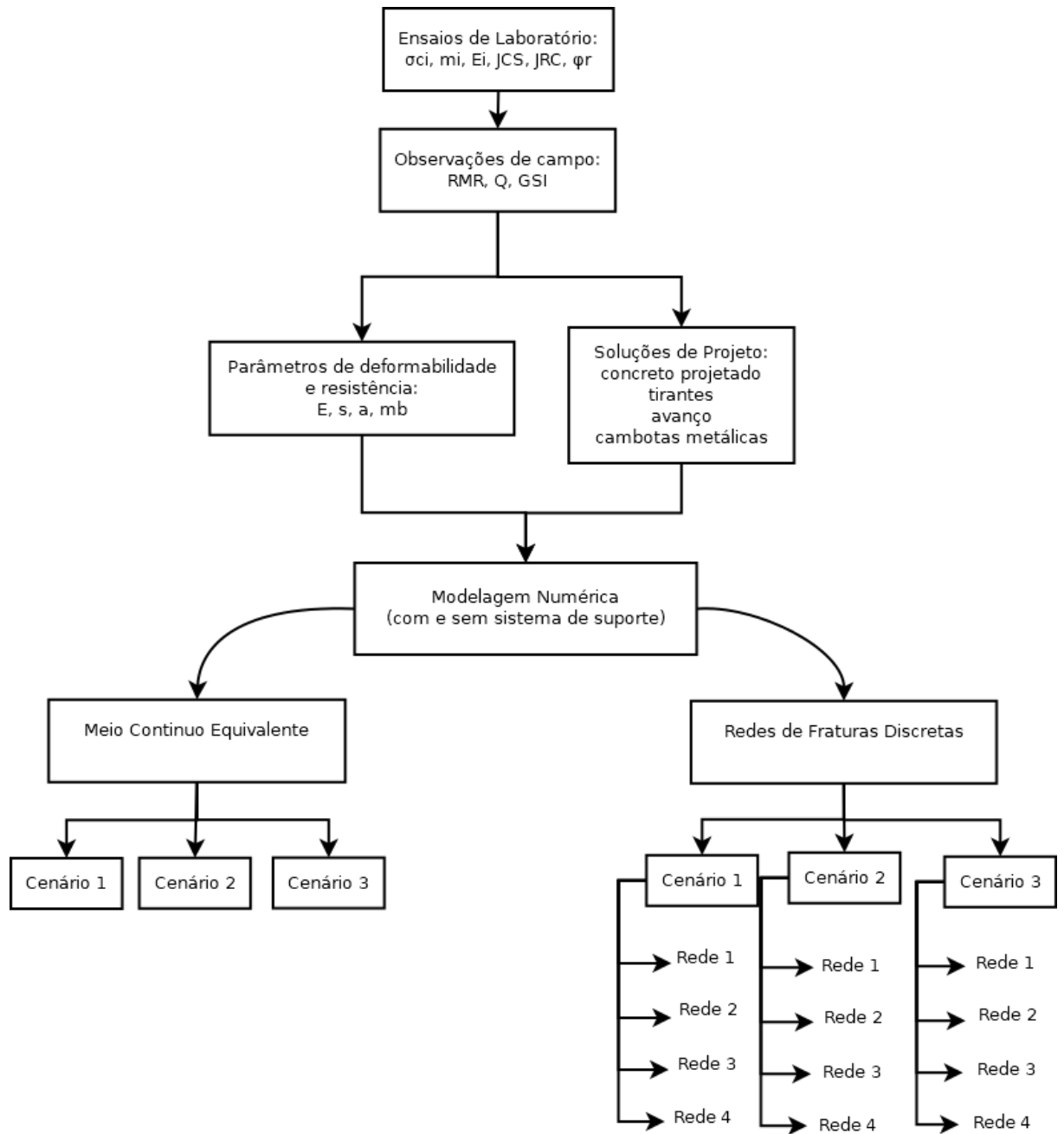


Figura 3.1: Fluxograma

3.1 DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

No capítulo 2 foram abordadas as propriedades geométricas e mecânicas das descontinuidades para entender o comportamento de maciços rochosos fraturados. A presente seção apresentará a descrição do túnel e do maciço rochoso no qual será modelada o processo de escavação.

O túnel Monte Seco está localizado no município de João Neiva (Espírito Santo) e compõem um trecho da Estrada de Ferro Vitória Minas (EFVM), conforme mostra a Figura 3.2, que é destinada ao escoamento de mineiro de ferro entre a região do quadrilátero ferrífero de Minas Gerais e o porto de Tubarão no Espírito Santo. Além disso, o túnel apresenta duas linhas e seções em arco retângulo de 5 metros de largura por 6 de altura.



Figura 3.2: Localização geográfica do túnel Monte Seco

Levantamentos de campo foram realizados por Cacciari (2014) para definir regiões mais alteradas. Os 990 metros da linha 1 foram inspecionados visualmente com o objetivo de escolher o trecho mais crítico, que apresenta maior grau de faturamento. A Figura 3.3 mostra o trecho mais crítico levantado em campo e escolhido para a realização dos estudos de caracterização das descontinuidades, o trecho tem por volta de 40 metros, além disso a Figura 3.3 mostra a localização de sondagem rotativas realizadas próxima a seção do túnel.

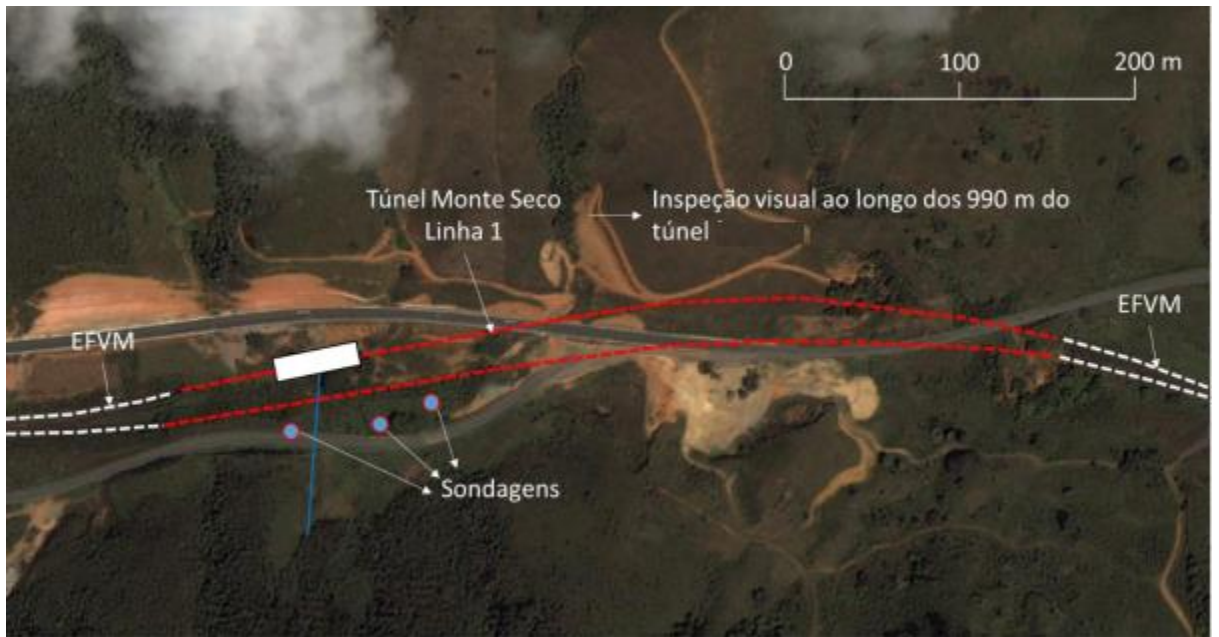


Figura 3.3: Localização da seção de estudo e das sondagens realizadas. Fonte: Cacciari (2014)

Também foram realizados levantamentos geofísicos de resistividade elétrica para detectar a região de contato entre solo e rocha (Cacciari, 2014). A Figura 3.4 mostra a seção levantada em campo com a escala descrita em metros.

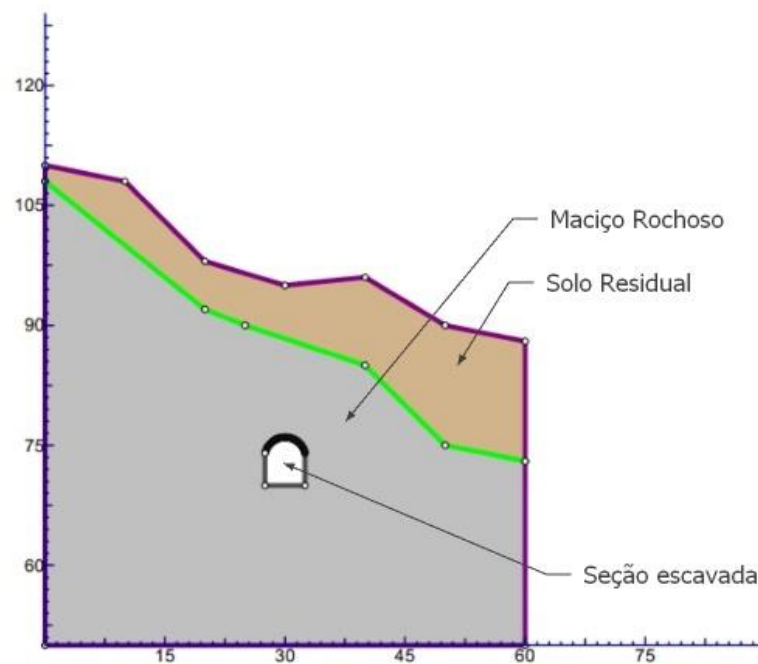


Figura 3.4: Perfil geológico

A seção apresenta uma camada de rocha (Gnaiss) e outra de solo residual, além de uma cobertura por volta de 20 metros, sendo 13 metros de rocha e 7 metros de solo.

A região em análise do maciço rochoso é composta por três famílias de descontinuidades bem definidas: a foliação e as fraturas (F1 e F2). A Tabela 3.1 mostra os valores da orientação das famílias de descontinuidades e o parâmetro K de Fisher relacionado com a dispersão.

Tabela 3.1: Orientação das descontinuidades (Rasmussen, 2019)

Orientação			
Descontinuidades	Rumo (°)	Mergulho (°)	K (Fisher)
Foliação	110	48	-
F1	180	71	23
F2	258	65	30

A Figura 3.5 mostra a projeção estereográfica das descontinuidades dentro do túnel.

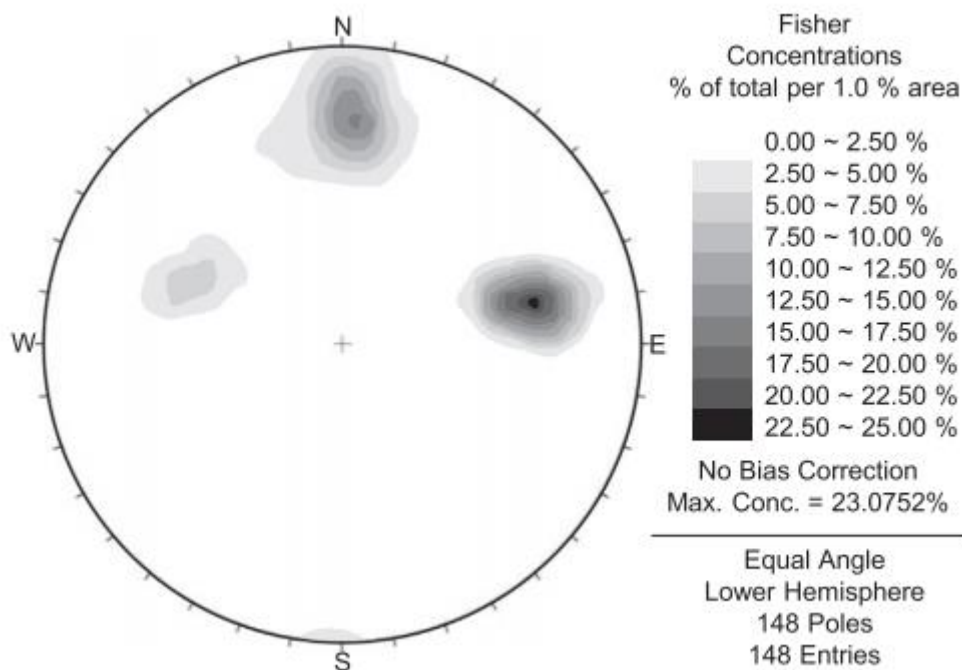


Figura 3.5: Projeção estereográfica da orientação das descontinuidades (Rasmussen, 2019)

Ademais, as características geomecânicas das três famílias de descontinuidades foram levantadas pelos estudos desenvolvidos por Barrios (2014), Monticeli (2014), Cacciari (2014), Ito (2016) e serão descritas a seguir.

Pelos perfis de rugosidade de Barton e Choubey, foi possível determinar os parâmetros de rugosidade das fraturas e da foliação. As fraturas apresentam uma superfície rugosa com uma variação do JRC entre 9 e 13, a foliação se apresenta moderadamente rugosa com uma variação do JRC entre 8 e 11. Em geral, não foi verificada a existência de materiais de

preenchimento nas fraturas, embora tenha-se observado material claro arenoso oriundo da alteração das próprias paredes de descontinuidades, mas como essa condição foi observada em poucas fraturas, não será levado em consideração na modelagem. A resistência a compressão das paredes das descontinuidades foi obtida por ensaios de esclerometria e plano inclinado, variando entre 80 e 140 MPa nas fraturas F1 e F2, e entre 120 e 140 MPa na foliação. Sondagens rotativas foram feitas para amostrar testemunhos de rocha, os ensaios de resistência a compressão axial mostraram uma variação entre 100 e 200 MPa e o RQD entre 50 e 90 %. Foi considerado, ainda, uma tensão *in situ* de 1 MPa, considerando a cobertura no teto do túnel de 20 m e o coeficiente de empuxo em repouso, $K_0 = 1,5$. Por fim, infiltrações de água foram observadas nas descontinuidades.

Com essas informações levantadas foi possível aplicar os sistemas de classificação geomecânica RMR e Q para as três famílias de descontinuidades. A Tabela 3.2, Tabela 3.3 e Tabela 3.4 mostram a classificação pelo sistema RMR.

Tabela 3.2: Aplicação do sistema RMR para F1

Sistema RMR					
Parâmetros		F1			
		Valor mínimo	Valor máximo	Nota mínima	Nota máxima
1	σ_c (Mpa)	100	200	12	12
2	RQD (%)	50	90	13	17
3	Espaçamento (m)	0,41	0,6	10	10
4	Condição	Superfície pouco rugosas	Superfície rugosas	20	25
5	Água Subterrânea	Úmido	Umedecido	7	10
6	Ajuste para orientação	Favorável	Favorável	-2	-2
			Total	65	77
			Classe	II	II

Tabela 3.3: Aplicação do sistema RMR para F2

Sistema RMR					
Parâmetros		F2			
		Valor mínimo	Valor máximo	Nota mínima	Nota máxima

1	σ_c (Mpa)	100	200	12	12
2	RQD (%)	50	90	13	17
3	Espaçamento (m)	0,32	0,38	10	10
4	Condição	Superfície pouco rugosas	Superfície rugosas	20	25
5	Água Subterrânea	Úmido	Umedecido	7	10
6	Ajuste para orientação	Muito Desfavorável	Muito Desfavorável	-12	-12
				Total	62
				Classe	II

Tabela 3.4: Aplicação do sistema RMR para Foliação

Sistema RMR					
Parâmetros	Foliação				
	Valor mínimo	Valor máximo	Nota mínima	Nota máxima	
1	σ_c (Mpa)	100	200	12	12
2	RQD (%)	50	90	13	17
3	Espaçamento (m)	0,83	0,83	15	15
4	Condição	Superfície pouco rugosas	Superfície rugosas	20	25
5	Água Subterrânea	Úmido	Umedecido	7	10
6	Ajuste para orientação	Muito Desfavorável	Muito Desfavorável	-12	-12
				Total	67
				Classe	II

Portanto, pelo sistema RMR o maciço é classificado entre a classe II (bom) e III (regular), com um RMR variando entre 50 e 77. Já para o sistema Q, a Tabela 3.5, Tabela 3.6 e Tabela 3.7 mostram a classificação para as três famílias de descontinuidades.

Tabela 3.5: Aplicação do sistema Q para F1

F1 - Sistema Q					
Parâmetros	Valor Mínimo		Valor Máximo		Valor Médio
RQD	50 %	50	90 %	90	70
Jn	Três famílias de descontinuidades	9	Três famílias de descontinuidades mais descontinuidades aleatórias	12	10,5
Jr	Paredes rugosas planas	1,5	Paredes rugosas onduladas	3	2,25
Ja	Paredes sãs	1	Paredes pouco alteradas	2	1,50
Jw	Vazão leve	0,67	Escavação seca	1	0,84
SRF	$\sigma_c = 100 \text{ MPa} /$ $\sigma_1 = 1 \text{ MPa}$	1,0	$\sigma_c = 200 \text{ MPa} / \sigma_1$ $= 1 \text{ MPa}$	2,0	1,50
				Total	5,60
				Classe	Regular

Tabela 3.6: Aplicação do sistema Q para F2

F2 - Sistema Q					
Parâmetros	Valor Mínimo		Valor Máximo		Valor Médio
RQD	45 %	50	90 %	90	70
Jn	Três famílias de descontinuidades	9	Três famílias de descontinuidades mais descontinuidades aleatórias	12	10,5
Jr	Paredes rugosas planas	1,5	Paredes rugosas onduladas	3	2,25
Ja	Paredes sãs	1	Paredes pouco alteradas	2	1,50
Jw	Vazão leve	0,67	Escavação seca	1	0,84
SRF	$\sigma_c = 100 \text{ MPa} / \sigma_1$ $= 1 \text{ MPa}$	1,0	$\sigma_c = 200 \text{ MPa} / \sigma_1$ $= 1 \text{ MPa}$	2,0	1,50
				Total	5,60
				Classe	Regular

Tabela 3.7: Aplicação do sistema Q para foliação

Foliação - Sistema Q					
Parâmetros	Valor Mínimo		Valor Máximo		Valor Médio
RQD	45 %	50	90 %	90	70
Jn	Três famílias de descontinuidades	9	Três famílias de descontinuidades mais descontinuidades aleatórias	12	10,5
Jr	Paredes rugosas planas	1,5	Paredes rugosas onduladas	3	1,25
Ja	Paredes sãs	1	Paredes pouco alteradas	2	1,50
Jw	Vazão leve	0,67	Escavação seca	1	0,84
SRF	$\sigma_c = 100 \text{ MPa} / \sigma_1 = 1 \text{ MPa}$	1,0	$\sigma_c = 200 \text{ MPa} / \sigma_1 = 1 \text{ MPa}$	2,0	1,5
Total					3,11
Classe					Ruim

Portanto, pelo sistema Q, o maciço é classificado entre a classe ruim ou regular, com um valor de Q variando entre 3,11 e 5,60.

Por fim será aplicado o índice GSI, considerando um maciço rochoso fraturado constituído por blocos de rocha aproximadamente cúbicos que se interceptam por descontinuidades rugosas ou lisas e levemente ou moderadamente intemperizadas, o valor do índice de resistência geológica (GSI) pode ser estimado entre 55 e 65.

As classificações geomecânica serão utilizadas para análise dos modelos computacionais, a partir dessas classificações serão definidos os parâmetros de resistências, de deformabilidade e de projeto (espessura do concreto projetado, comprimento dos chumbadores, espaçamento dos chumbadores e avanço)

4. RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 ANÁLISE DOS SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO GEMOMECÂNICA

Nesta seção serão discutidas as aplicações que podem ser feitas a partir dos sistemas de classificação geomecânica.

A primeira aplicação diz respeito aos parâmetros de projeto: espessura do concreto projetado, comprimento dos tirantes, espaçamento dos tirantes e avanço do túnel. A segunda aplicação está relacionada a obtenção de parâmetros de deformabilidade e de resistência do maciço rochoso, esta aplicação tem por objetivo fornecer parâmetros para que o maciço rochoso possa ser modelado como um meio homogêneo equivalente ou como um meio anisotrópico com utilização dos elementos de junta de Goodman. Assim peculiaridades como a topografia do terreno, o contato solo/rocha, a dimensão e a geometria da seção escavada, o processo de relaxamento e de redistribuições de tensões possam ser estudados.

4.1.1 SISTEMA DE SUPORTE

A partir da aplicação da classificação do RMR foi possível montar a Tabela 4.1. considerando um maciço de classe II e III. Para classe III, o sistema recomenda frente de escavação parcializada em bancadas, já para classe II é recomendado escavação plena da seção.

Tabela 4.1: Parâmetros de projeto sistema RMR

	Concreto Projetado (mm)	Tirantes - espaçamento (m)	Tirantes - comprimento (m)	Avanços (m)
RMR	50 a 100	1,5 a 2,5	3,0 a 4,0	1,0 a 3,0

Para o sistema Q a classificação também foi realizada, primeiro foi calculado os diâmetros equivalente:

$$D_e = \frac{\text{vão ou altura}}{ESR} = \frac{6}{1} = 6,0 \text{ m}$$
$$D_{2e} = \frac{\text{vão ou altura}}{ESR} = \frac{6}{1,3} = 4,6 \text{ m} \quad (4.1)$$

Em que ESR está entre 1 e 1,3 para linhas ferroviárias subterrâneas.

Em seguida, a equação (4.2) foi utilizada para o cálculo do máximo vão livre considerando um valor de Q de 3,11 e 5,60, respectivamente, e ESR = 1.

$$L_{m\acute{a}x} = 2 \cdot ESR(5 \cdot Q)^{0,4} = 2 \cdot 1 \cdot (5 \cdot 3,11)^{0,4} = 6,00 \text{ m}$$

$$L_{m\acute{a}x} = 2 \cdot ESR(5 \cdot Q)^{0,4} = 2 \cdot 1 \cdot (5 \cdot 5,60)^{0,4} = 7,60 \text{ m} \quad (4.2)$$

Em que ESR foi adotado como 1 para linhas ferroviárias, o fator 5 no Q surge pelo fato do suporte ser provisório. Como é possível observar, para o valor de Q de 3,11, o máximo vão livre é igual a altura do túnel (6 m). Para o valor de Q de 5,60, o máximo vão livre foi de 7,60 metros. Portanto, não é sugerida a parcialização da frente de escavação.

Além disso, foi utilizada a Figura 4.1 para obter a espessura do concreto projetado, o comprimento e o espaçamento dos chumbadores.

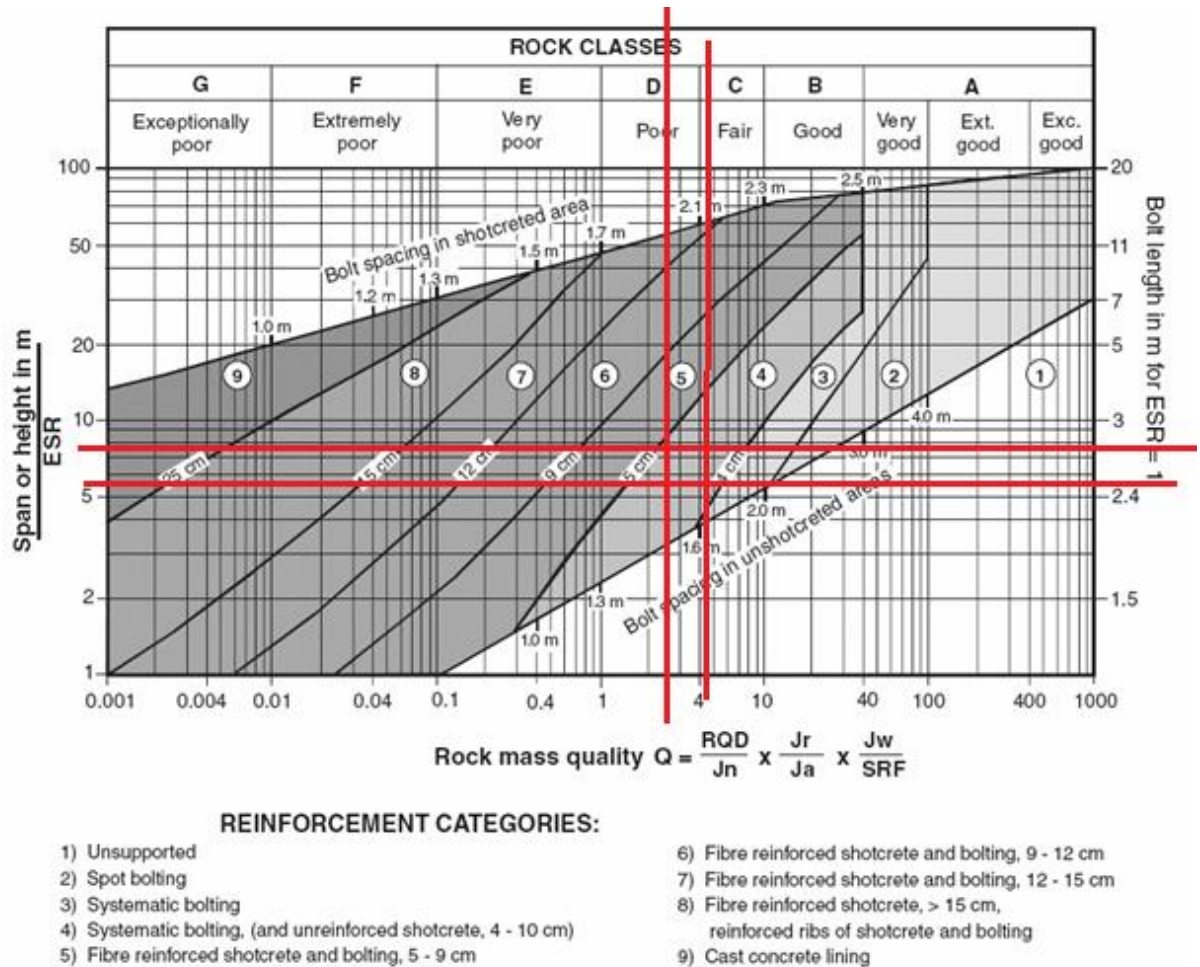


Figura 4.1: Estimativa do sistema de suporte pelo sistema Q

Com isso, foi possível montar a Tabela 4.2 com os parâmetros de projeto recomendados pelo sistema Q.

Tabela 4.2: Parâmetros de projeto sistema Q

	Concreto Projetado (mm)	Tirantes - espaçamento (m)	Tirantes - comprimento (m)	Avanços (m)
Q	40 a 50	2,0 e 2,10	2,5 a 2,7	6,0 a 7,6

Por fim, a Tabela 4.3 resume os parâmetros de projeto sugeridos pelos sistemas RMR e Q.

Tabela 4.3: Parâmetros de projeto sistema Q e RMR

Sistema de suporte				
	Concreto Projetado (mm)	Tirantes - espaçamento (m)	Tirantes - comprimento (m)	Avanços (m)
RMR	50 a 100	1,5 a 2,0	3 a 4	1,0 a 3,0
Q	40 a 50	2,0 a 2,1	2,5 a 2,7	6,0 a 7,6

Como é possível observar, o sistema RMR mostrou valores mais conservadores, com maior espessura de concreto projetado, menor espaçamento entre tirantes, maior comprimento dos tirantes, além de avanços menores. É importante fazer algumas observações para comparação dos sistemas de suporte propostos. A primeira é de que o sistema RMR foi desenvolvido com base em experiências de túneis rasos escavados em rochas sedimentares na África do Sul, o que se assemelha mais com as características da geologia brasileira. Por outro lado, o sistema Q foi baseado em estudos de casos na Noruega onde a geologia local é menos suscetível a processos de intemperismo químico. Além disso o sistema Q leva em consideração as tensões de campo atuantes e o diâmetro da escavação, enquanto o sistema RMR não leva em consideração as tensões de campo e considera um diâmetro de escavação único de 10 m.

4.1.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE

Além do sistema de suporte necessário, os sistemas de classificação fornecem parâmetros utilizados para modelagem do maciço rochoso como um meio homogêneo equivalente, isto é, incorporando os efeitos das descontinuidades no módulo de Young e nos parâmetros de resistência.

Com isso, para determinação do módulo de Young e dos parâmetros de resistência do maciço rochoso serão utilizados intervalos de valores descritos na Tabela 4.4, esses intervalos são os valores mínimos, máximos e médios levantados das respectivas classificações geomecânica.

Tabela 4.4: Valores mínimos, máximos e médios dos sistemas de classificação

	Mínimo	Máximo	Médio
Sistema RMR	50	77	64
Sistema Q	3,11	5,60	4,36
GSI	55	65	60

Com base no sistema RMR é utilizada a equação (4.3), proposta por Bieniawski (1973), para valores de RMR menores de 50, e a equação (4.4), proposta por Serafim & Pereira (1983) para valores de RMR superiores à 50

$$Em = 2RMR - 100 \text{ (RMR} > 50 \text{) (GPa)} \quad (4.3)$$

$$Em = 10^{(RMR-10)/40} \text{ (RMR} \leq 50 \text{) (GPa)} \quad (4.4)$$

Em que Em é o módulo de Young estimado.

Já para o sistema Q é utilizada a equação proposta por Barton (2002), dada por:

$$Em = 10Q(\sigma_c/100)^{1/3} \text{ (GPa)} \quad (4.5)$$

Em que σ_c é a resistência a compressão.

Por fim, para o índice GSI é utilizada a equação proposta por Hoek & Diederichs (2006), dada por:

$$Em = Ei(0,02 + (1 - D/2)/(1 + \exp(1 + \exp(60 + 15D - GSI)/11))) \quad (4.6)$$

Em que Ei é o módulo de Young da rocha intacta. Com base nas equações (4.3), (4.4), (4.5) e (4.6) foi possível montar a Tabela 4.5 dos módulos de elasticidade propostos para diferentes sistemas de classificação.

Tabela 4.5: Módulo de elasticidade do maciço rochoso

	E_Mín. (GPa)	E_Máx. (GPa)	E_méd (GPa)
RMR	10	54	32
Q	17	21	19
GSI	7	13	10

Como é possível observar, o módulo de Young do sistema RMR apresenta uma ampla faixa de variação, apresentado um módulo de Young (máximo e médio) bem maior do que o sistema Q. Mas para as modelagens apresentadas neste trabalho serão utilizados os valores

levantados pelo índice GSI, pois, o mesmo foi desenvolvido especificamente para estimar o comportamento mecânico típico de maciços rochosos e tem ampla aplicação em projetos ao redor do mundo (Hoek-Brown, 2018).

Assim, será utilizado o GSI para a determinação dos parâmetros de resistência do critério de Hoek-Brown generalizado, com base nas equações (4.7), (4.8) e (4.9) propostas por Hoek-Brown (2018).

$$mb = mi \exp ((GSI - 100)/(28 - 14D)) \quad (4.7)$$

$$s = \exp ((GSI - 100)/(9 - 3D)) \quad (4.8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}) \quad (4.9)$$

Em que o parâmetro D representa o grau de perturbação do maciço que varia de 0 (para maciços pouco perturbados) até 1 (para maciço muito perturbado). Com base nas equações (4.7), (4.8) e (4.9) foi possível montar a Tabela 4.6 com os parâmetros do critério de Hoek-Brown generalizado, foi adotado D = 1 considerando um maciço muito perturbado.

Tabela 4.6: Parâmetros Hoek Brown

parâmetros de resistência (GSI)	Mínimo	Máximo	Médio
mb	1,13	2,30	1,71
s	0,00055	0,0029	0,0017
a	0,419	0,417	0,418

4.2 ANÁLISE DA ESCAVAÇÃO SEM SISTEMA DE SUPORTE

Nesta análise será feita a investigação da seção do túnel sem a aplicação do sistema de suporte, para isso será feita uma análise de estado plano de deformação.

Serão realizadas dois tipos de análise, uma modelando o maciço como um meio contínuo com o modelo constitutivo de Hoek-brown e outra modelando as descontinuidades do maciço com a utilização de elementos de junta de Goodman

4.2.1 MEIO CONTÍNUO EQUIVALENTE

A análise pelo meio contínuo equivalente busca incorporar, nos parâmetros de elasticidade e resistência de meios contínuos, os efeitos das descontinuidades pelas correlações empíricas obtidas pelos sistemas de classificação geomecânica, para assim, analisar como as tensões são induzidas no maciço pelo processo de escavação.

Assim, serão utilizados três cenários para o valor do módulo de Young e para os parâmetros de resistência com base no índice GSI. Sendo adotado o modelo elástico perfeitamente plástico para a rocha e elástico para o solo. A Tabela 4.7 e a Tabela 4.8 mostram os parâmetros adotados para modelagem do meio contínuo, o coeficiente de Poisson (ν) foi obtido por Ito (2013), o peso específico foi obtido por Monticeli (2014). Os parâmetros adotados para o solo baseado nos estudos levantado por Cacciari (2014).

Tabela 4.7: parâmetros de deformabilidade adotados (Cacciari, 2014)

	Rocha					Solo		
	Cenário 1 (E_Mín). (GPa)	Cenário 2 (E_Máx). (GPa)	Cenário 3 (E_méd) (Gpa)	ν	γ (KN/m ³)	E (GPa)	ν	γ (KN/ m ³)
GSI	7	13	10	0,2	27,00	5	0,3	18,0

Tabela 4.8: parâmetros de resistência adotados

Parâmetros de resistência (GSI)	Cenário 1 (Mínimo)	Cenário 2 (Máximo)	Cenário 3 (Médio)
mb	1,13	2,30	1,71
s	0,000553	0,002928	0,001741
a	0,419	0,417	0,418

No modelo computacional será levado em consideração o efeito da topografia e dos limites da camada rochosa com o solo. Os limites laterais e inferiores devem ser grandes o suficiente para garantir que as condições de contorno não interfiram na região de análise. Portanto, foi adotada uma distância lateral de 27,5 metros (5,5 vezes a largura do túnel) e uma distância inferior de 20 metros (mais de três vezes a altura do túnel). A malha de elementos finitos consiste em elementos isoparamétricos triangulares de seis nós, com um total de 3852 elementos e 7897 nós. Para as condições de contorno foram restringidos os deslocamentos horizontais nos nós laterais do contorno e os deslocamentos verticais para o contorno inferior, sendo que nos vértices do contorno foram restringidos os deslocamento na horizontal e na vertical. Na Figura 4.2 é descrito o modelo.

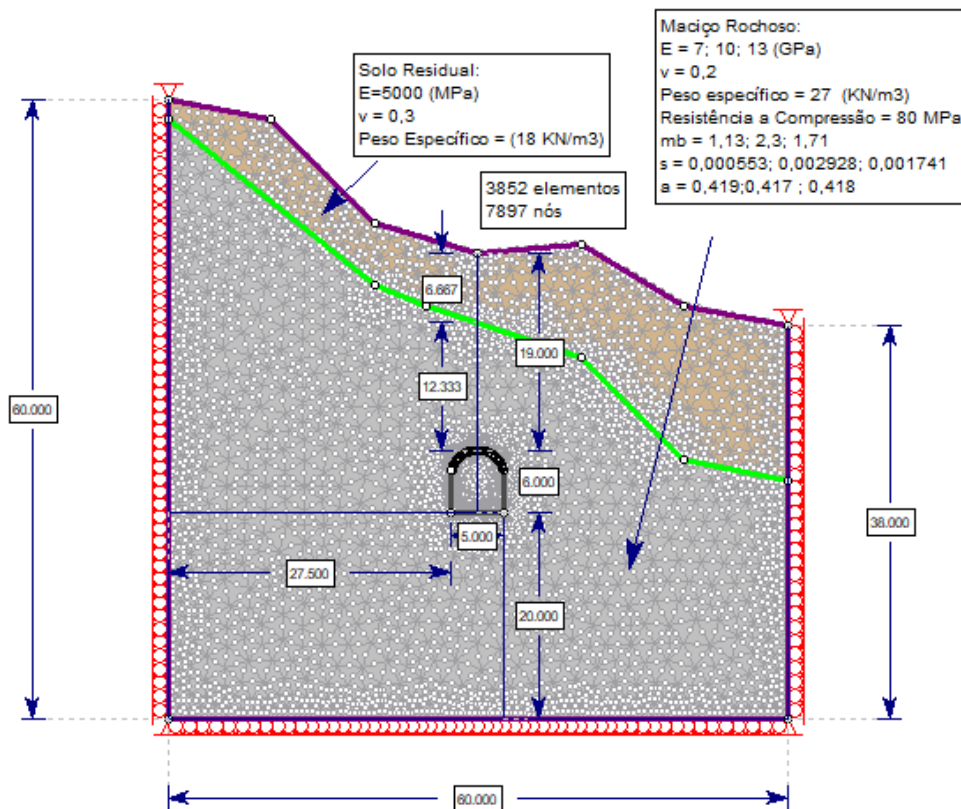


Figura 4.2: Modelo computacional

O teto da escavação está sob 19 metros de material, sendo 6,67 metros de solo residual e 12,33 de rocha. Além disso, a mesma encontra-se sob um talude com declividade média de 1:3. Além disso, a Figura 4.2 mostra a geometria da seção que é de 6 metros de altura e 5 de largura e será escavada em seção plena.

Essa análise será realizada considerando um modelo elásto-plástico de Hoek-Brown com um coeficiente de empuxo em repouso $K_0 = 1,5$ baseado nos estudos de Cacciari (2014); na primeira etapa são geradas as tensões *in situ*, depois é aplicada uma tensão induzida que é reduzida de 1 até 0, reduzindo 0,10 em cada etapa. A Figura 4.3 mostra a distribuição das tensões principais no entorno da escavação para os três cenários de módulo de Young considerados, foi possível observar.

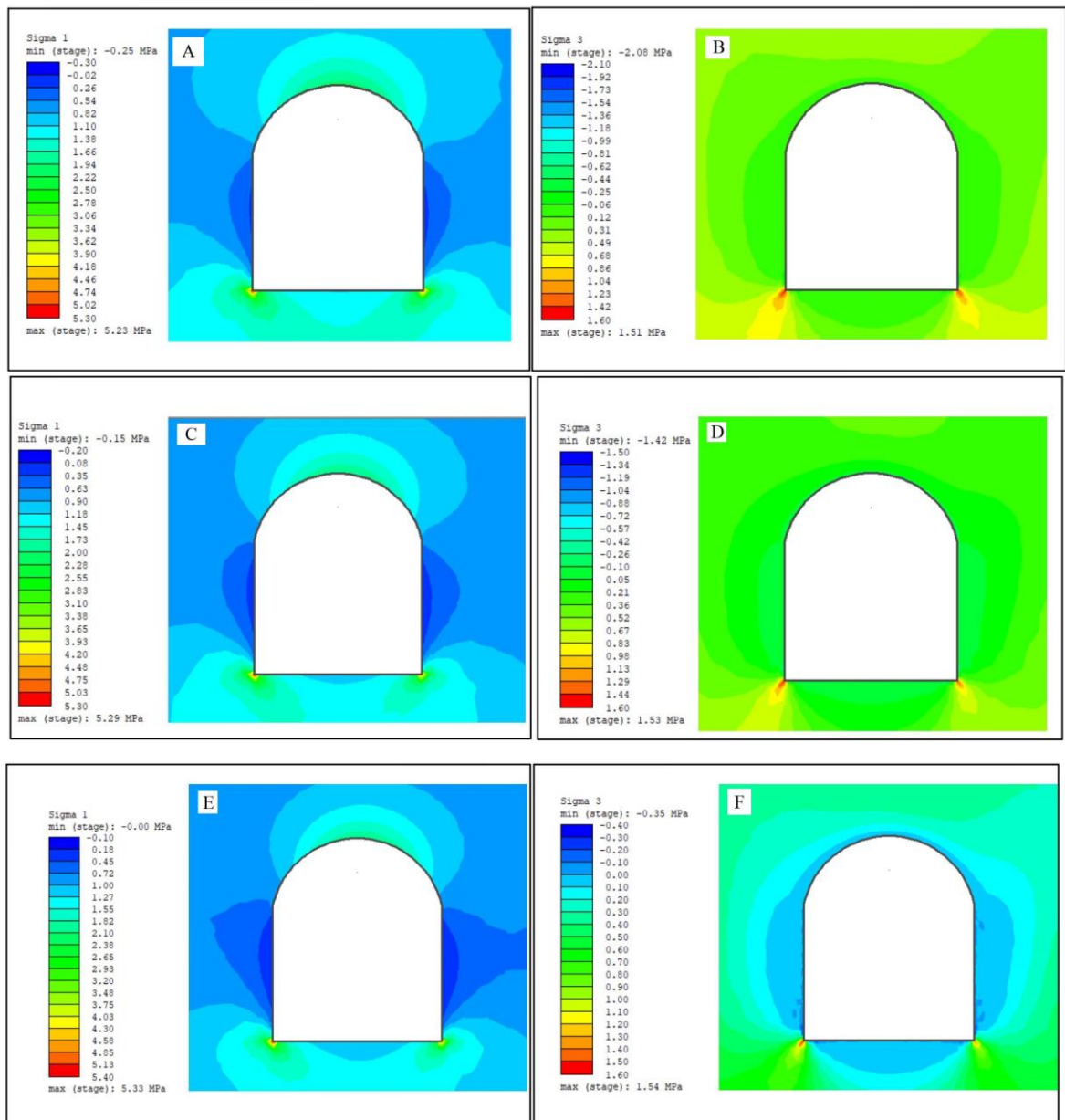


Figura 4.3: Tensões principais, a) tensão principal maior para o primeiro cenário, b) tensão principal menor para o primeiro cenário, c) tensão principal maior para o segundo cenário, d) tensão principal menor para o segundo cenário, e) tensão principal maior para o terceiro cenário, f) tensão principal menor para o terceiro cenário,

Como é possível observar, ocorre uma concentração de tensão no teto e no contato do piso com as paredes, variando de 5,23 até 5,33 MPa para tensão principal maior e entre 1,51 e 1,54 MPa para tensão principal menor.

Além disso, é possível obter os deslocamentos na seção do túnel, conforme Figura 4.4.

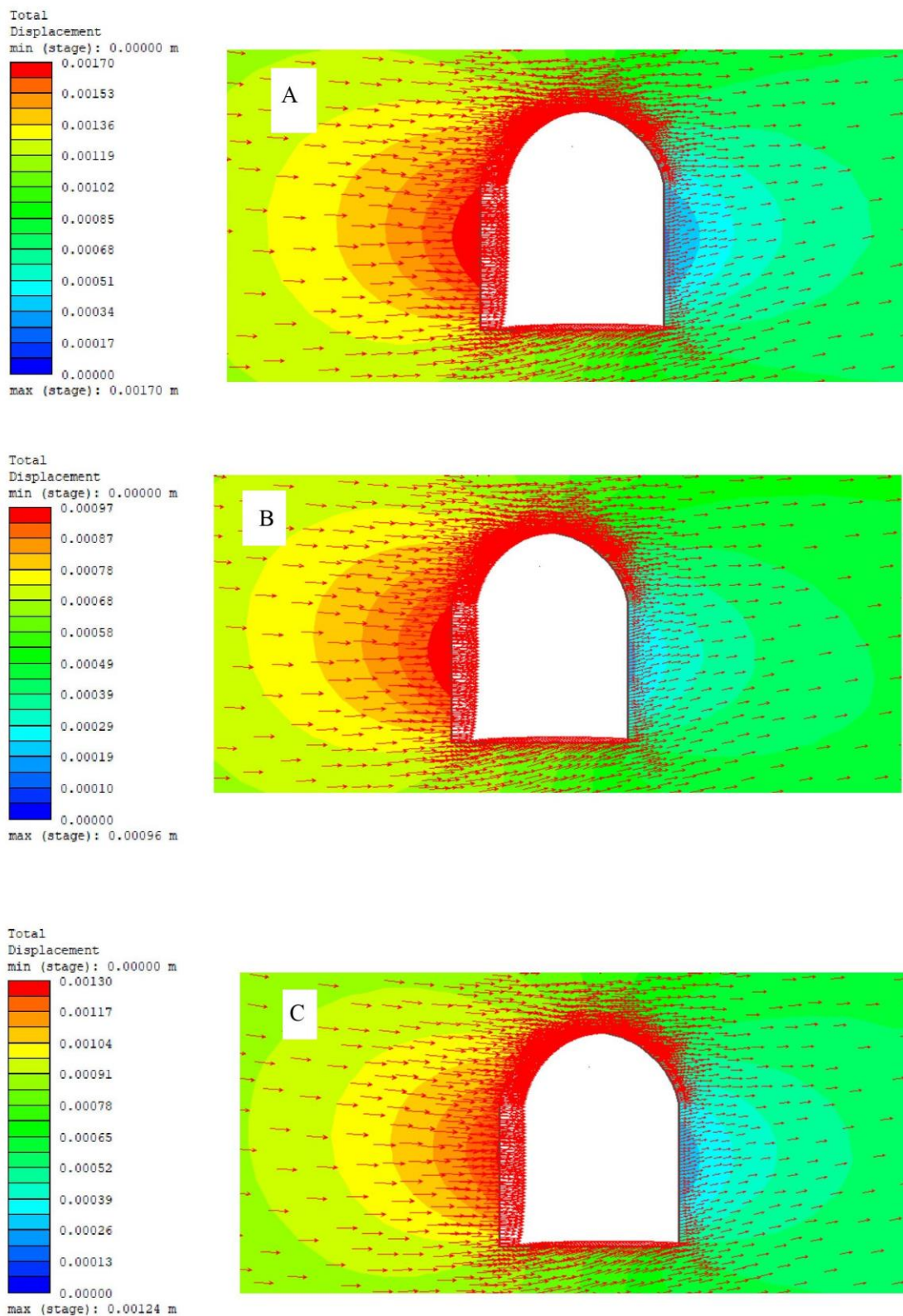


Figura 4.4: Deslocamentos, a) primeiro cenário, b) segundo cenário, c) terceiro cenário.

Em que as setas em vermelho indicam a direção dos deslocamentos totais que variam de 1,70 mm a 0,96 mm e ocorrem em sua máxima magnitude na parede esquerda.

4.2.2 REDES DE FRATURAS DISCRETAS

Quando se busca modelar o comportamento mecânico dos sólidos, é prática comum na engenharia assumir um comportamento de um material ideal, considerando-o: contínuo, homogêneo, isotrópico e linearmente elástico. Este tipo de hipótese, apesar de fictícia, apresenta diversas facilidades do ponto de vista matemático, podendo chegar a soluções analíticas. Para muitos materiais utilizados na engenharia, como o aço, as hipóteses adotadas de um material ideal são aceitáveis tendo em vista a relação entre tempo de processamento da análise, obtenção de parâmetros do material e medições obtidas em laboratório. Entretanto, os maciços rochosos, na grande maioria dos casos, não são um material ideal por diversas razões. A razão mais explícita é a presença das descontinuidades.

Na análise anterior (seção 4.2.1) o maciço foi modelado como um meio homogêneo, contínuo e isotrópico, entretanto, essa análise é pouco realista para o maciço rochoso analisado, que possui três famílias de descontinuidade bem definidas. Portanto, agora as descontinuidades serão inseridas no modelo, em que há atuação de tensões normais e tangenciais, e essas tensões também são transferidas para o interior dos blocos de rocha, no entanto, a resistência dos blocos de rocha é muito superior do que a resistência das descontinuidades, assim, o fator crítico da resistência acontecerá nas descontinuidades. Deste modo, a rocha será modelada como sendo elástica, os parâmetros de deformabilidade da rocha intacta estão descritos na Tabela 4.9.

Tabela 4.9: Parâmetros da rocha intacta

Módulo de elasticidade (E) – (GPa)	Poisson (ν)	Peso específico (KN/m ³)
80	0,2	27

Para determinação dos parâmetros de resistência (JCS , JRC , ϕ_r , K_N e K_S) diversos ensaios foram realizados em corpos de prova, além de observações *in situ* (Barrios, 2014; Monticelli, 2014; Ito, 2016). A Tabela 4.10 mostra os três cenários que serão analisados.

Tabela 4.10: Cenários para resistência das descontinuidades

Parâmetros	F1 e F2			Foliação		
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
JCS (MPa)	80	120	140	120	120	140
JRC	9	10	13	8	8	10,5
Φ_r (o)	23	25	29	24	30	30

K_N (MPa/m)	3500	2800
K_S (MPa/m)	350	280

Para o modelo de redes de fraturas será utilizado o modelo de Baecher, a Tabela 4.11 e a

Tabela 4.12 apresentam os dados que serão utilizados na modelagem. Em que a orientação das descontinuidades seguirá um distribuição de Fisher e o comprimento seguirá uma distribuição log-normal, exceto para a foliação que será definida como infinitamente persistente e com espaçamento constante.

Tabela 4.11: Orientação, comprimento e intensidade de F1 e F2

Família	Orientação			Comprimento			Intensidade (número de fraturas/Área)
	Rumo (°)	Mergulho (°)	K (Fisher)	Média	Desvio Padrão	Distribuição	
F1	180	71	23	1,45	1,04	Log-normal	0,35
F2	258	65	30	2,04	0,89	Log-normal	1,1

Tabela 4.12: Orientação e espaçamento da foliação infinitamente persistente

Família	Orientação		Espaçamento (m)
	Rumo (°)	Mergulho (°)	
Foliação	110	48	0,83

Como a construção da rede de fraturas segue um processo estocástico, ela pode assumir diferentes configurações cada vez que o programa roda, portanto, serão gerados quatro redes de fraturas para cada cenário analisado. A Figura 4.5 mostra, a título de exemplo, a primeira rede de fratura gerada para o caso 1:

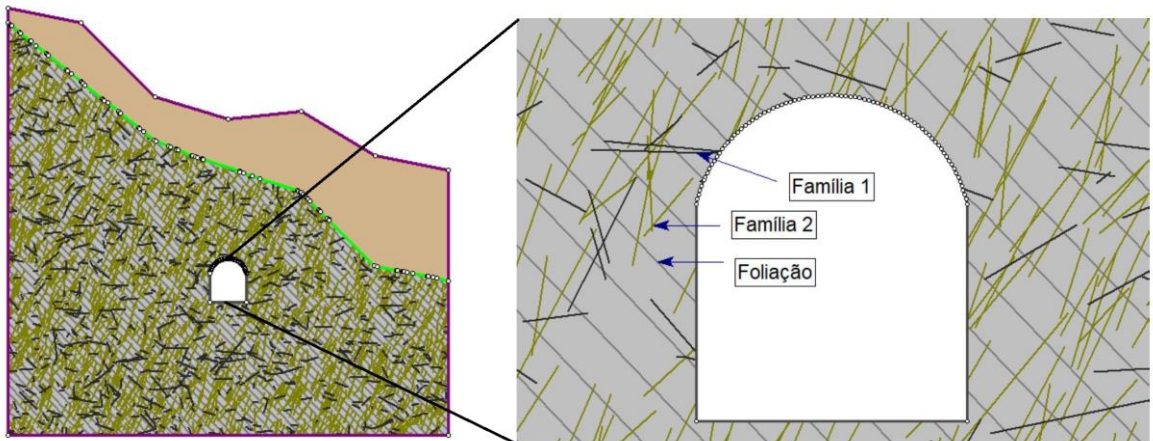


Figura 4.5: Famílias de descontinuidades

A Figura 4.6 mostra uma representação esquemática dos passos que serão realizados para simulação do processo de relaxamento das tensões. O primeiro passo será a computação do estado de tensões *in situ* (passo 1) com $K_0 = 1,5$. Em seguida será induzido um carregamento de magnitude igual as tensões *in situ* (passo 2), depois, esse carregamento induzido será reduzido de 0,05 em 0,05 até que seja zerado (passo 3, passo 4, ... , passo 22).

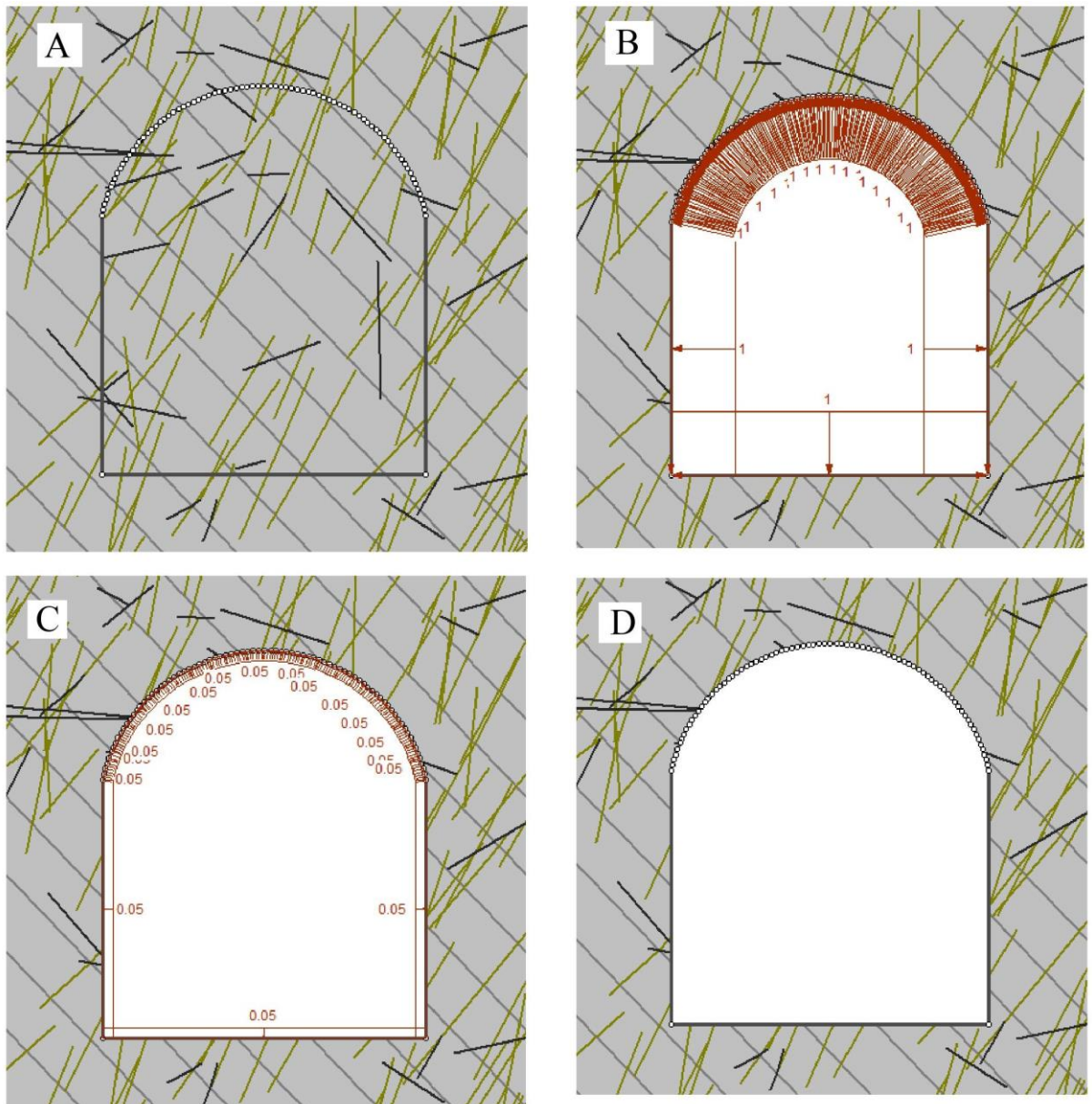


Figura 4.6: Etapas da simulação, a) passo 1 estado de tensão in situ, b) passo 2 escavação da seção e aplicação da tensão induzida, c) passo 21 relaxamento das tensões (0,05), d) passo 22 relaxamento total das tensões

Para o cenário 1, em todas as quatro redes de fraturas geradas, no penúltimo estágio de relaxamento (passo 21), a análise mostrou ser crítica com relação a estabilidade do túnel. O resultado não convergiu, mostrando assim um processo de desestabilização do túnel. A Figura 4.7 mostra o resultado final dos deslocamentos nas quatro redes de fraturas geradas, em que as descontinuidades em vermelho estão plastificadas.

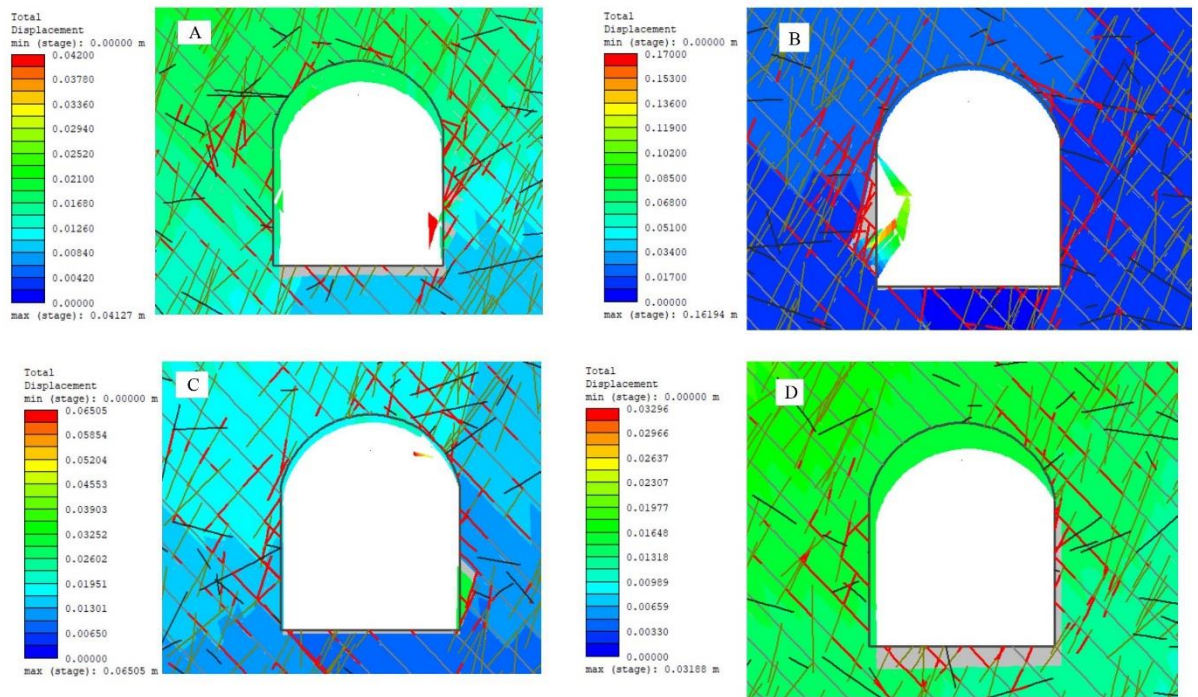


Figura 4.7: Deslocamentos modelo de rede de fraturas sem suporte cenário 1, a) Rede de fraturas 1, b) Rede de fraturas 2, c) Rede de fraturas 3, d) Rede de fraturas 4.

Pela imagem é possível observar a formação dos mecanismos de rupturas nos blocos localizados nas paredes e teto do túnel.

A título de comparação, a Figura 4.8 mostra os perfis reais que foram obtidos por escaneamento (Cacciari, 2014). É possível verificar que os modelos descontínuos foram capazes de representar a formação os mecanismos de quedas de blocos de rocha.

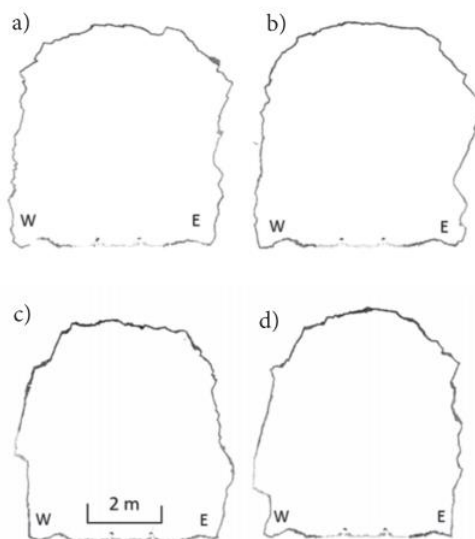


Figura 4.8: Perfis da seção real medido por escaneamento (Cacciari, 2014).

Para os cenários 2 e 3 o resultado convergiu, mas apresentou um cenário crítico também com muitas discontinuidades plastificadas, conforme mostra a Figura 4.9 e a Figura 4.10.

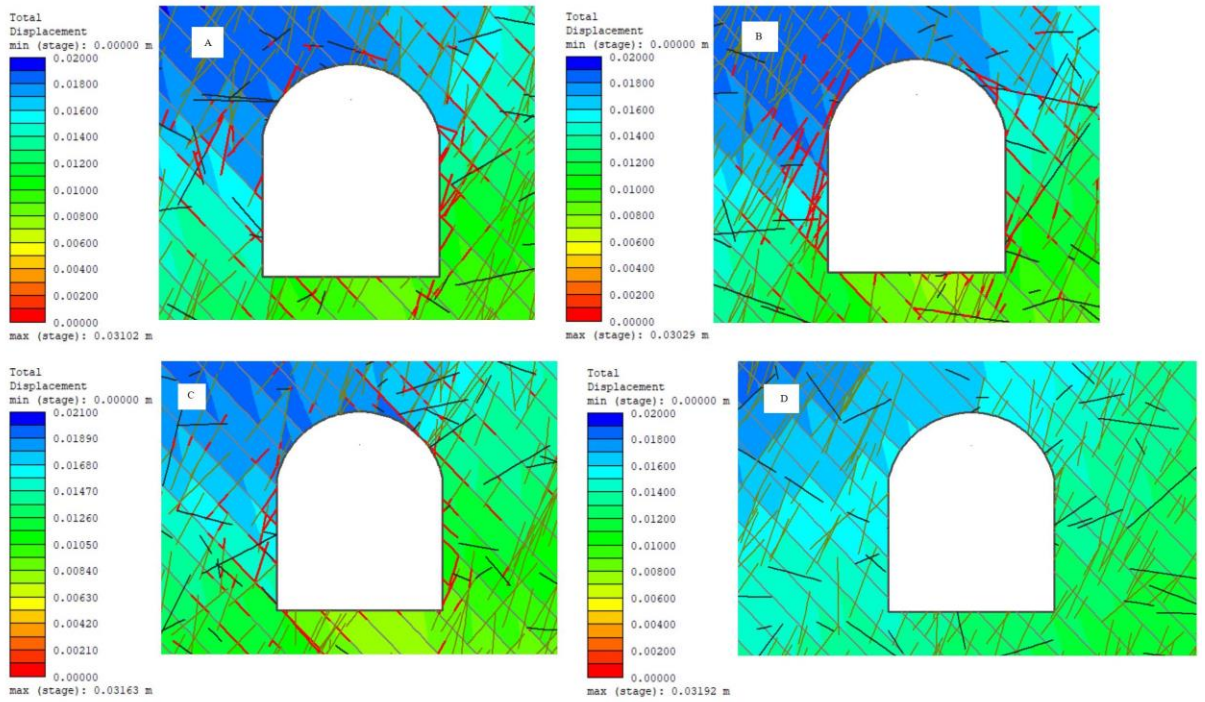


Figura 4.9: Deslocamentos modelo de rede de fraturas sem suporte cenário 2, a) Rede de fraturas 1, b) Rede de fraturas 2, c) Rede de fraturas 3, d) Rede de fraturas 4.

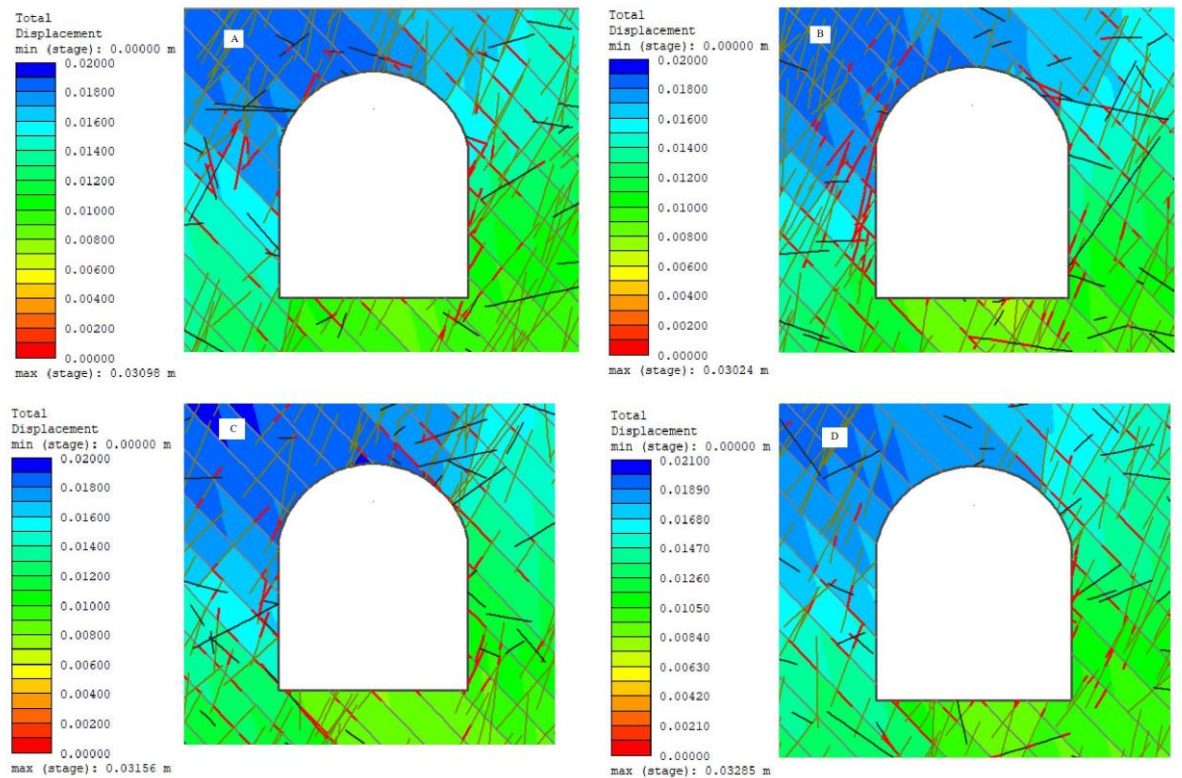


Figura 4.10: Deslocamentos modelo de rede de fraturas sem suporte cenário 3, a) Rede de fraturas 1, b) Rede de fraturas 2, c) Rede de fraturas 3, d) Rede de fraturas 4.

Pela comparação das análises utilizando meio contínuo equivalente e as redes de fraturas com elementos de juntas de Goodman é possível observar uma limitação muito grande dos modelos contínuos em representar os deslocamentos elevados, mostrando como a inserção das juntas de Goodman são importantes para capturar os mecanismos de ruptura do maciço pelas descontinuidades e os elevados deslocamentos. Enquanto o modelo contínuo mostrou deslocamentos máximos da ordem de 1,7 mm, a análise descontínuo capturou deslocamentos máximos de 41 mm com formação de mecanismo de quedas de blocos.

4.3 ANÁLISE DA ESCAVAÇÃO COM A INSTALAÇÃO DO SISTEMA DE SUPORTE

A análise pelo meio contínuo equivalente mostrou regiões superficiais críticas na região de contato do chão com as paredes do túnel. Um cenário mais crítico ainda foi observado pela análise de redes de fraturas discretas, que mostrou uma grande instabilidade principalmente nas paredes do túnel, sendo assim, tem-se a necessidade da instalação do sistema de suporte para estabilizar o maciço. Na seção 4.1 foram levantados as soluções de projeto sugeridos pelos sistemas de classificação geomecânica, essas soluções serão utilizadas para análise da instalação do sistema de suporte, a Tabela 4.13 descreve as soluções de projetos adotadas, foi considerado valores médios entre o sistema RMR e Q. a Tabela 4.14 e Tabela 4.15 mostram os parâmetro de elasticidade e resistência adotado nas análises para os tirantes e concreto projetado, os valores foram retirados dos catálogos da empresa Torcisão Industrial.

Tabela 4.13: Parâmetros de projeto adotados

	Concreto Projetado (mm)	Tirantes - espaçamento (m)	Tirantes - comprimento (m)	Avanços (m)
Adotado	100	2	3	4

Tabela 4.14: Parâmetros de elasticidade e resistência do concreto projetado

Concreto Projetado			
E (GPa)	ν	Resistência a compressão (MPa)	Resistência a tração (MPa)
30	0,1	30	3

Tabela 4.15: Parâmetros chumbador

Chumbador		
Diâmetro (mm)	E (GPa)	Resistência a tração (KN)
17,4	200	120

Para a modelagem do processo de escavação do túnel e instalação do sistema de suporte é necessário considerar os efeitos tridimensionais que ocorrem na frente de escavação. Panet e Guenot (1982) desenvolveram um método para considerar o efeito tridimensional da frente de escavação na análise de estado plano de deformação pela redução das tensões *in situ*. Com base nas equações (2.16), (2.17) e (2.18) da seção 2.8 foi calculado a tensão interna fictícia.

Considerando um avanço de 4 metros e um raio equivalente de 2,95 metros, o sistema de suporte será instalado considerando que existe uma tensão interna fictícia de apenas 10% do valor da tensão *in-situ*.

4.3.1 MEIO CONTINUO EQUIVALENTE

Os passos desenvolvidos serão análogos ao da seção 4.2.2, entretanto, agora, será adicionado o sistema de suporte na etapa em que existe uma tensão interna de 10% da tensão *in-situ*. A Figura 4.11 ilustra o processo.

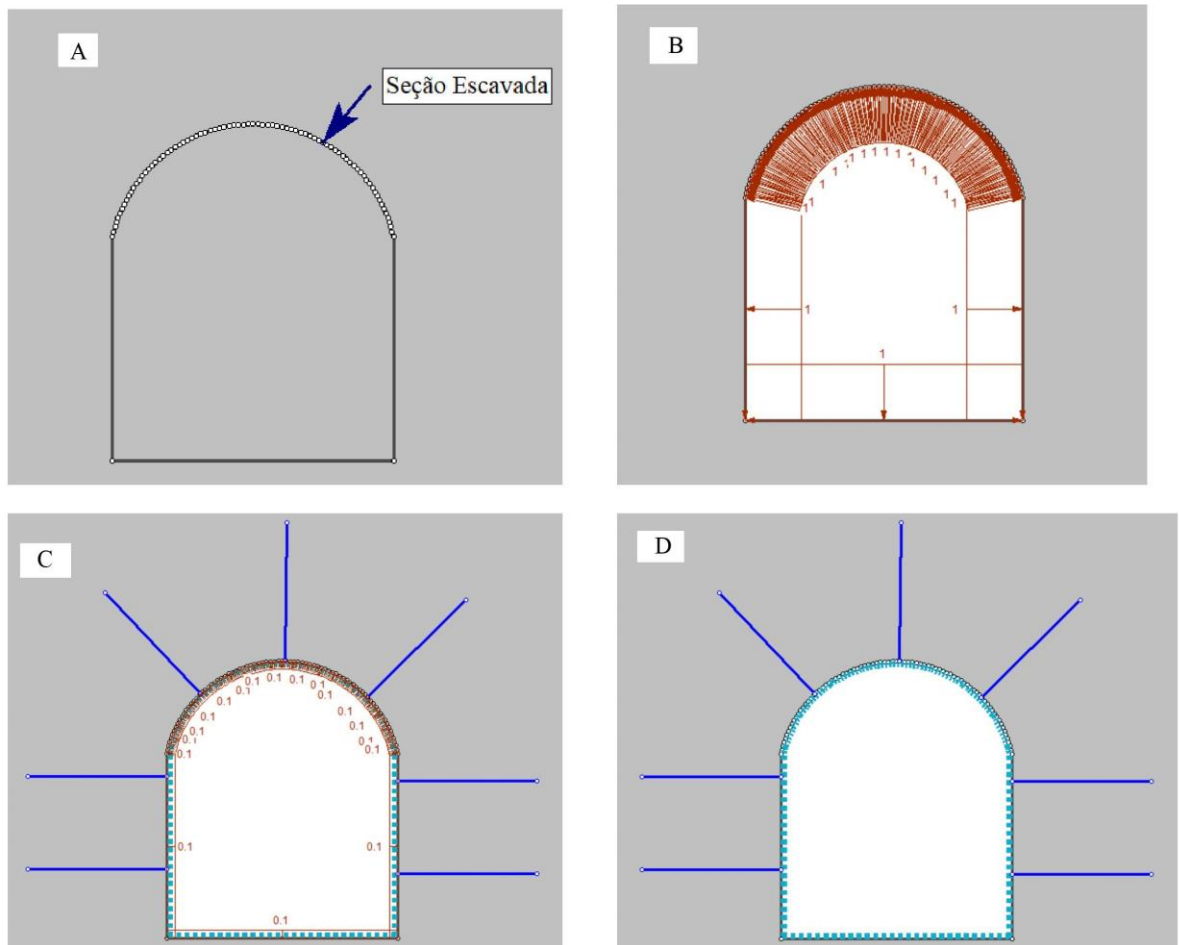


Figura 4.11: etapas instalação do sistema de suporte análise contínua, a) tensão in situ, b) tensão induzida c) instalação do sistema de suporte, d) estado final.

Em primeira análise foi observado um momento fletor grande no contato do piso com a parede do túnel, o que já é esperado, visto que as quinas são pontos de concentração de tensões, a solução de projeto para este problema pode ser aumentar a rigidez ou a resistência do concreto projetado, ou ainda deixar o concreto projetado plastificar nessa região. Nas análises desenvolvidas no sistema de suporte será permitido o concreto projetado plastificar, para simular esse efeito no programa, foi introduzido rótulas nessa região. A título de exemplo, a Figura 4.12 mostra a comparação da distribuição dos momentos fletores no perímetro da escavação para o concreto projetado com e sem a rótula no cenário 1.

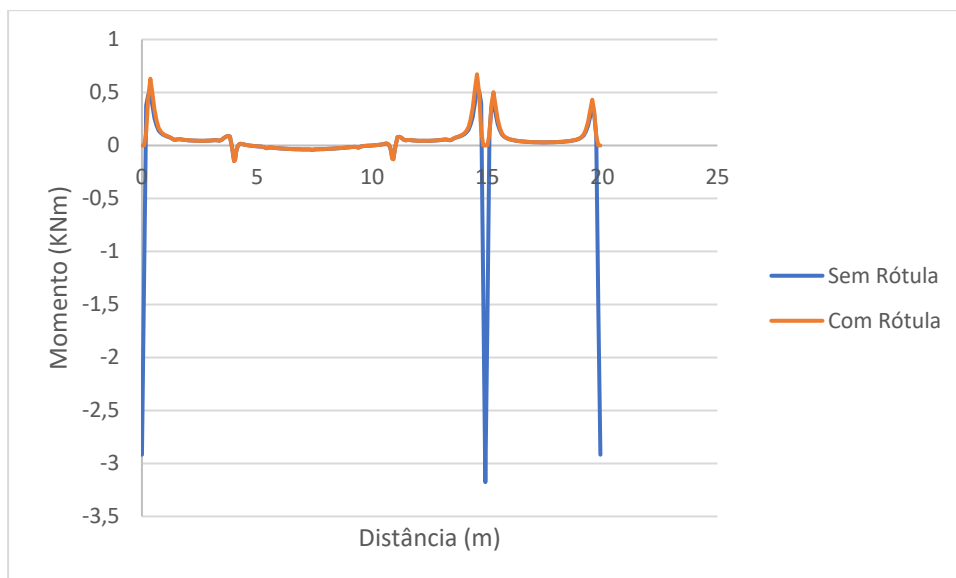


Figura 4.12: Variação do momento ao longo da distância com e sem rótula

Em que o trecho entre 15 e 20 m corresponde ao piso. Pela Figura 4.12 é possível observar uma diferença grande na distribuição dos momentos com a inserção da rótula.

A Figura 4.13 e a Figura 4.14 mostram os resultados dos esforços normais e os momentos fletores solicitantes no concreto projetado ao longo do perímetro da escavação para os três cenários analisados, em que o trecho de 0 a 4 m corresponde a parede direita, de 4 a 11 m corresponde ao teto, de 11 a 15 m corresponde a parede esquerda e de 15 a 20 m corresponde ao piso do túnel.

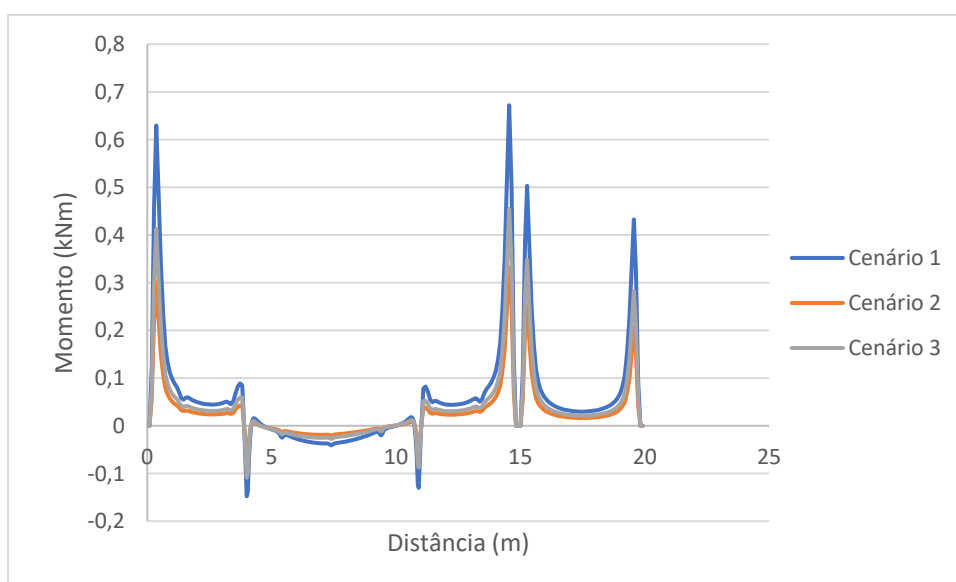


Figura 4.13: Momento fletor ao longo do comprimento para o cenário 1, 2 e 3

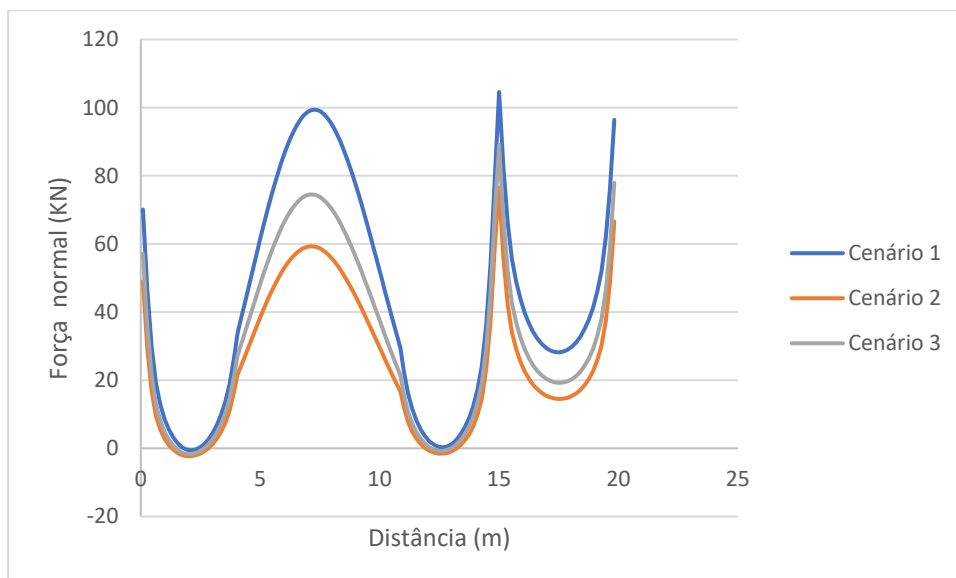


Figura 4.14: Força normal ao longo da distância para os cenários 1, 2 e 3

A Figura 4.15 mostra os resultados dos deslocamentos nos três cenários, em que o trecho de 0 a 4 m corresponde a parede direita, de 4 a 11 m corresponde ao teto, de 11 a 15 m corresponde a parede esquerda e de 15 a 20 m corresponde ao piso do túnel.

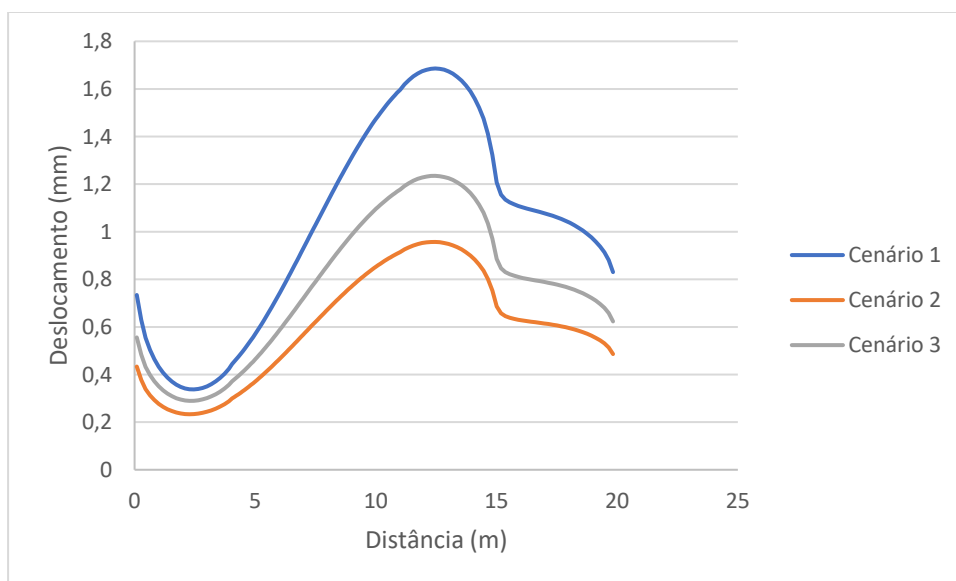


Figura 4.15: Deslocamentos ao longo da distância para os cenários 1, 2 e 3

4.3.2 REDES DE FRATURAS DISCRETAS

Os passos desenvolvidos serão análogos ao da seção 4.2.2, entretanto, agora, será adicionado o sistema de suporte na etapa que ainda existe uma tensão interna de 10% da tensão *in-situ*. A Figura 4.16 ilustra o processo.

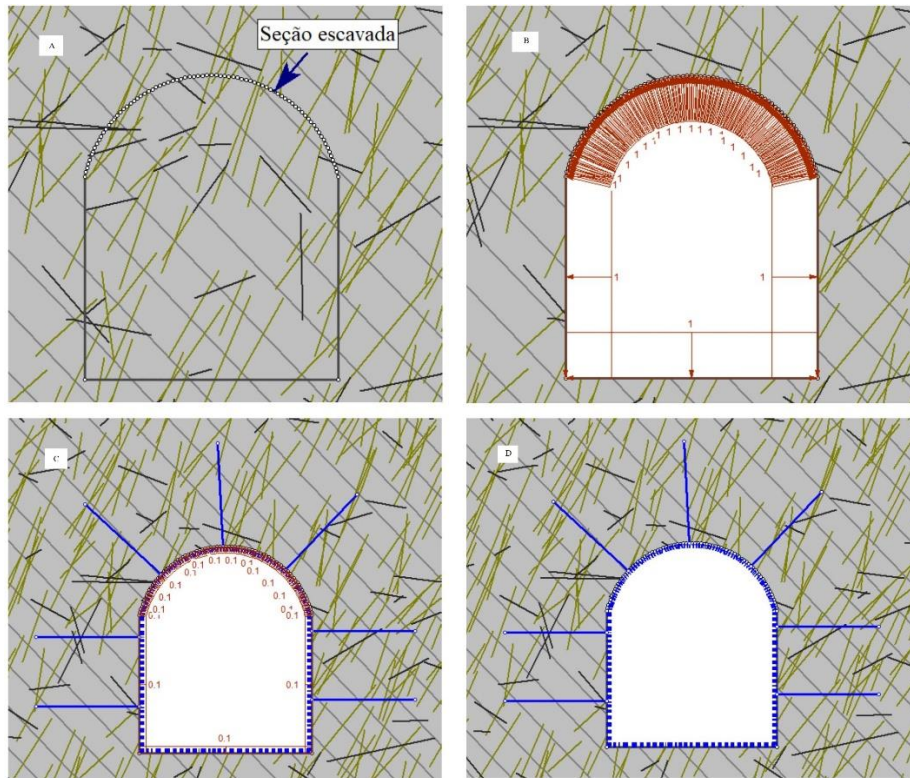


Figura 4.16: Etapas do modelo descontínuo para instalação do sistema de suporte

Para os três cenários analisados. A Figura 4.17, Figura 4.18 e Figura 4.19 mostram os resultados dos esforços normais e os momentos fletores solicitantes no concreto projetado para as quatro redes de fraturas, em que o trecho de 0 a 4 metro corresponde a parede direita, de 4 a 11 m corresponde ao teto, de 11 a 15 m corresponde a parede esquerda e de 15 a 20 m corresponde ao chão do túnel.

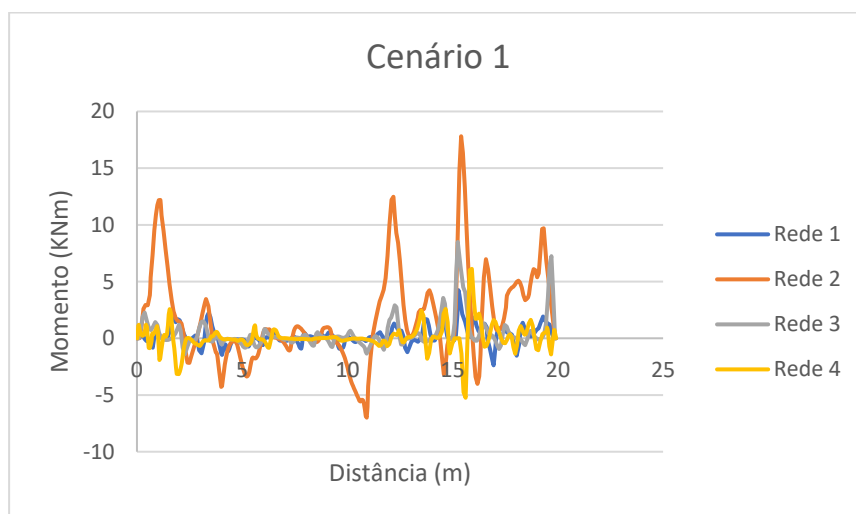


Figura 4.17: Momento fletor ao longo da distância para o cenário 1

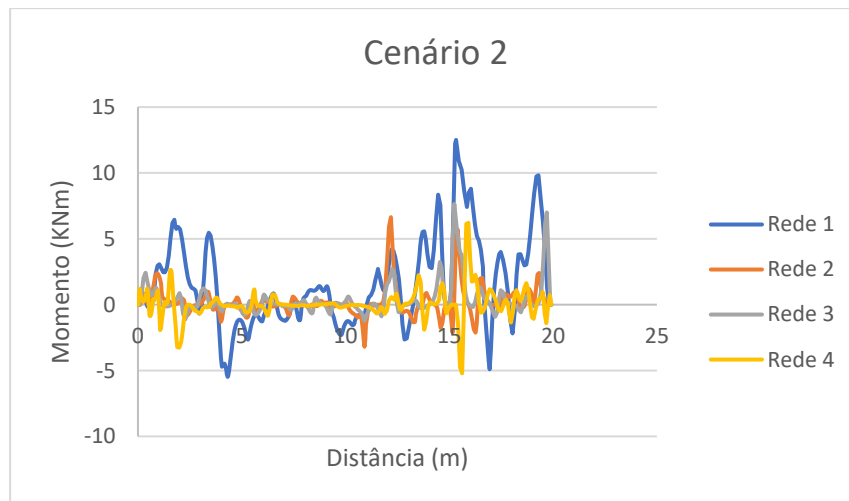


Figura 4.18: Momento fletor ao longo da distância para o cenário 2

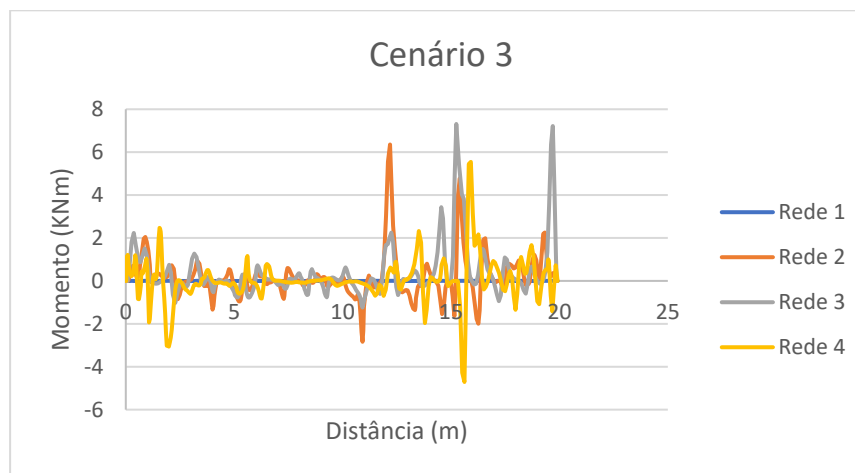


Figura 4.19: Momento fletor ao longo da distância para o cenário 3

Para os três cenários analisados. A Figura 4.20, Figura 4.21 e Figura 4.22 mostram a envoltória dos esforços normais solicitantes no concreto projetado, em que o trecho de 0 a 4 metro corresponde a parede direita, de 4 a 11 m corresponde ao teto, de 11 a 15 m corresponde a parede esquerda e de 15 a 20 m corresponde ao piso do túnel.

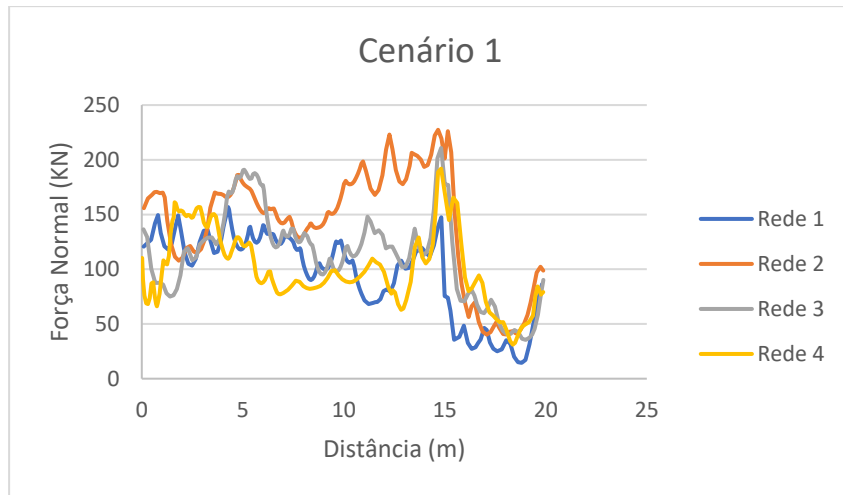


Figura 4.20: Força normal ao longo da distância para o cenário 1

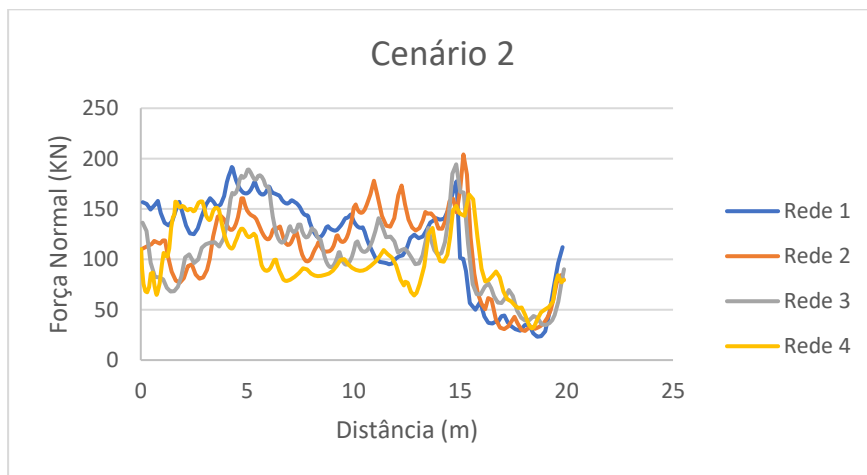


Figura 4.21: Força normal ao longo da distância para o cenário 2

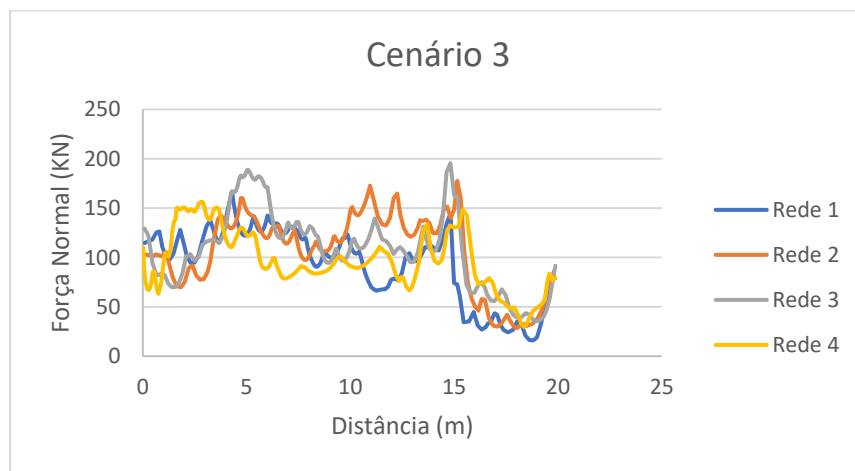


Figura 4.22: Força normal ao longo da distância para o cenário 3

Para as quatro redes de fraturas geradas. A Figura 4.23, Figura 4.24 e Figura 4.25 mostram a envoltória dos deslocamentos totais no concreto projetado, em que o trecho de 0 a

4 m corresponde a parede direita, de 4 a 11 m corresponde ao teto, de 11 a 15 m corresponde a parede esquerda e de 15 a 20 m corresponde ao piso do túnel.

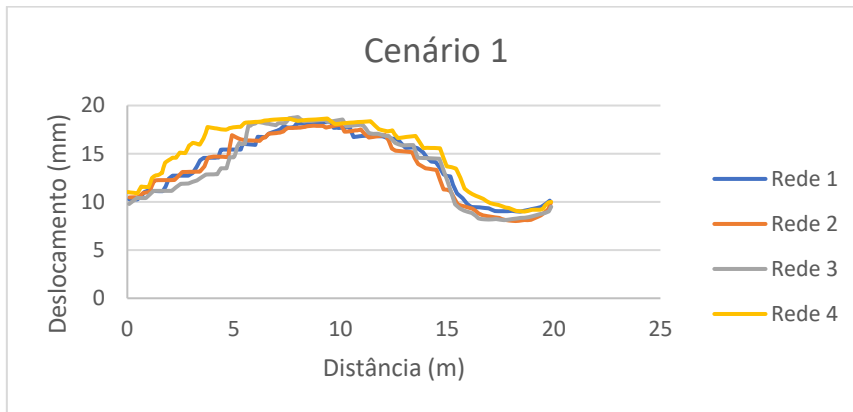


Figura 4.23: Deslocamentos ao longo da distância para o cenário 1

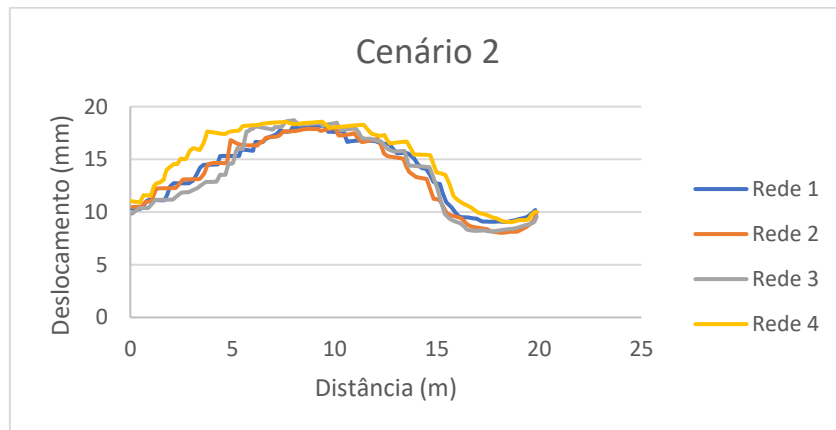


Figura 4.24: Deslocamentos ao longo da distância para o cenário 2

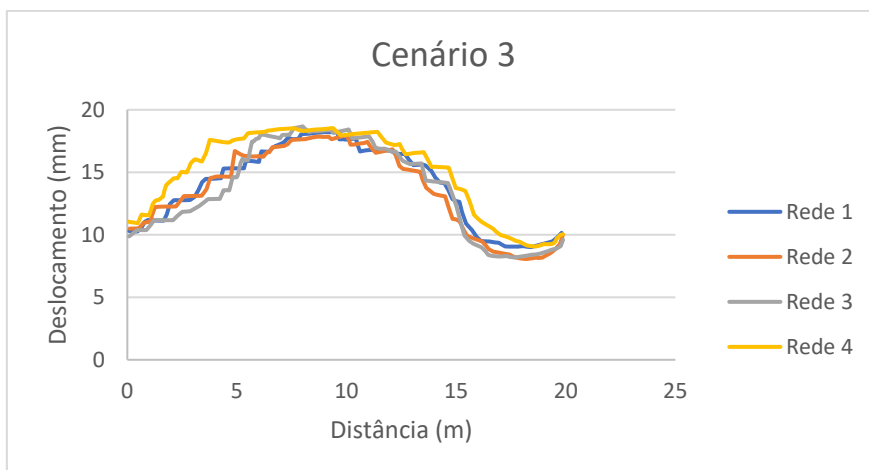


Figura 4.25: Deslocamentos ao longo da distância para o cenário 3

A capacidade de suporte do concreto projetado pode ser analisada pelos diagramas de interação que relacionam os momentos fletores, os esforços normais e a respectiva envoltória de ruptura. A envoltória de ruptura pode ser descrita em termos da máxima capacidade de resistência do suporte aos esforços normais e momentos fletores.

Considerando o suporte submetido aos esforços normais e momentos fletores da Figura 4.26.

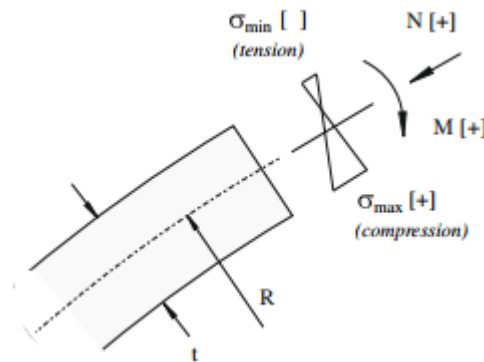


Figura 4.26: Tensão máxima e mínima devido ao momento fletor e a força normal

A tensão máxima e mínima atuante na seção devido ao momento fletor e a força normal é obtida por:

$$\sigma_{m\acute{a}x}^{m\acute{i}n} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} t/2 = \quad (4.10)$$

Em que A é a área da seção, I é o momento de inércia e t é a espessura. Assim, assumindo que o suporte pode suportar uma tensão de compressão máxima (σ_c) e uma tensão de tração máxima (σ_t), o fator de segurança do material a compressão ou tração pode ser definido como:

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_{m\acute{a}x}} = \frac{\sigma_t}{\sigma_{m\acute{i}n}} \quad (4.11)$$

As equações (4.10) e (4.11) podem ser combinadas para obter o valor máximo da força normal para resistência a compressão e a tração, dadas por:

$$N = -\frac{|M|At}{2I} + \frac{\sigma_c A}{FS} \quad (4.12)$$

$$N = \frac{|M|At}{2I} + \frac{\sigma_t A}{FS} \quad (4.13)$$

As equações (4.12) e (4.13) podem ser combinadas para obter os valores críticos dos momentos fletores (M_{cr}), dado por:

$$M_{cr} = \pm \frac{I \sigma_c - \sigma_t}{t FS} \quad (4.14)$$

Com as equações (4.12), (4.13) e (4.14) é possível construir o diagrama de interação que relaciona os momentos fletores e os esforços normais. O diagrama de interação foi obtido para os três cenários analisados, conforme mostra a Figura 4.27, Figura 4.28, Figura 4.29.

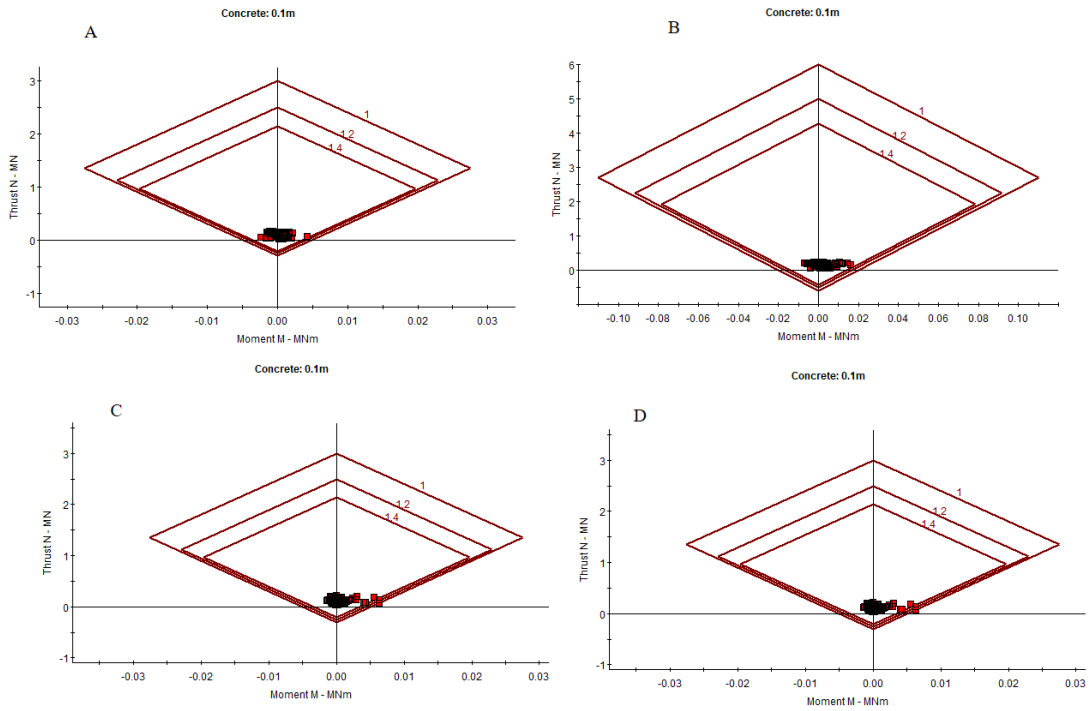


Figura 4.27: diagrama interação cenário 1, a) rede 1, b) rede 2, c) rede 3, d) rede 4.

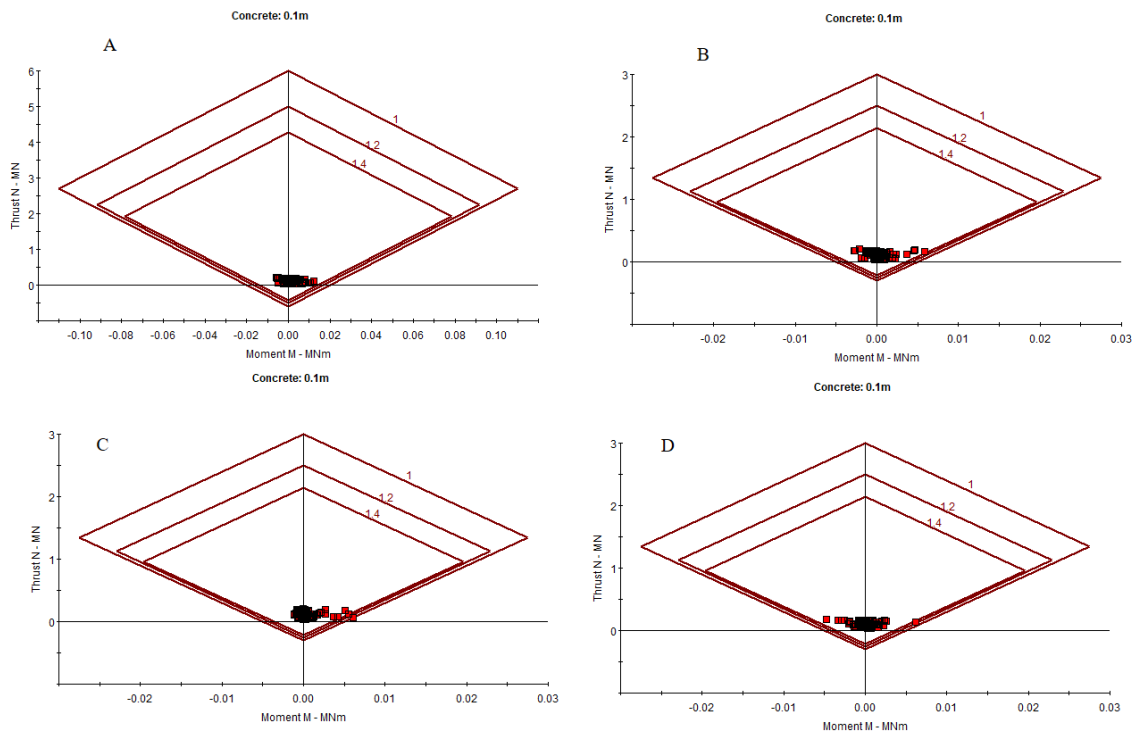


Figura 4.28: diagrama interação cenário 2, a) rede 1, b) rede 2, c) rede 3, d) rede 4

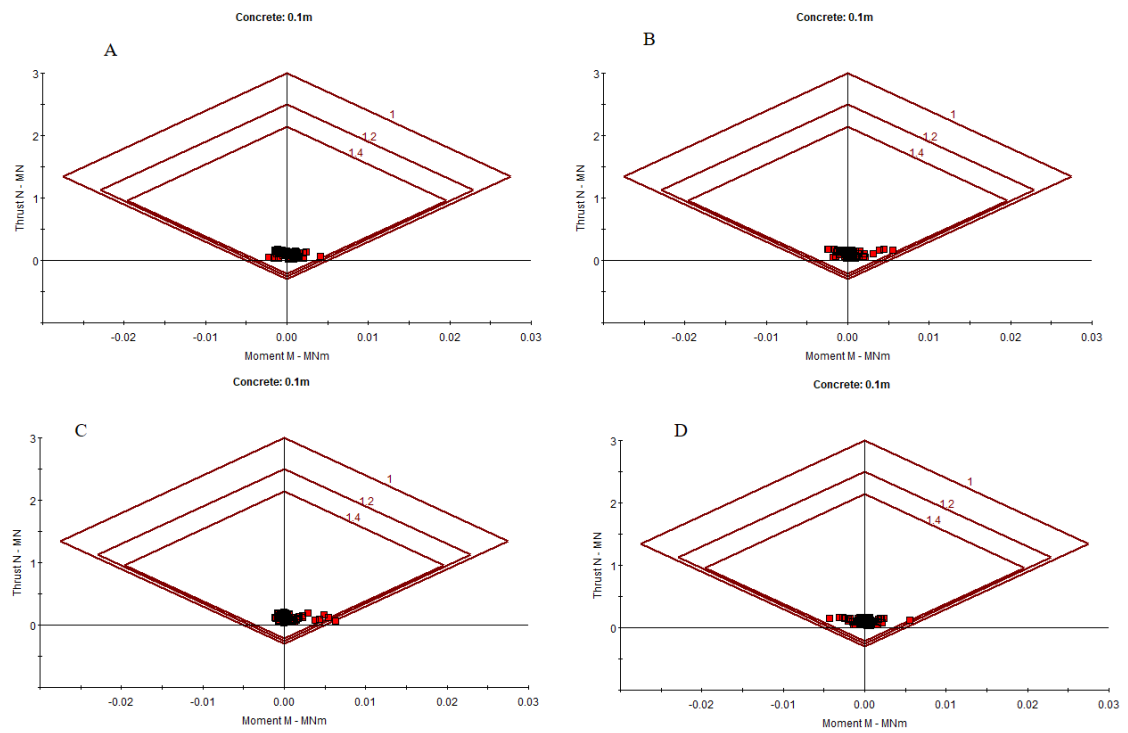


Figura 4.29: diagrama interação cenário 3, a) rede 1, b) rede 2, c) rede 3, d) rede 4

É possível observar que nos três cenários a maioria dos pontos se concentram dentro da envoltória, portanto, estáveis para um fator de segurança de 1,4. Entretanto, alguns valores pontuais divergem, esse pontos encontram-se em regiões de concentração de tensão como na interseção entre o piso e a parede do túnel e não representam um fator crítico para estabilidade do sistema de suporte. Ainda é importante ressaltar que só foi analisada a seção bruta de concreto, não foi considerado o efeito das fibras que devem ser colocadas no concreto projetado para controlar a fissuração e conferir ductilidade para que o mesmo não apresente uma ruptura frágil.

5. CONCLUSÕES

O trabalho mostra que, a partir das análises realizadas com o meio contínuo equivalente e com as redes de fraturas, é possível observar uma diferença bem considerável nos resultados tanto em termos dos deslocamentos, como nos esforços gerados no sistema de suporte.

Assim, mostra-se a limitação que as análises contínuas tem em descrever o comportamento de maciços fraturados com famílias de descontinuidades bem definidas. Por outro lado, as redes de fraturas, modeladas pelos elementos de junta de Goodman, mostraram-se promissoras em capturar os potenciais mecanismos de blocos de rocha e a grande deformabilidade ocasionada pelas descontinuidades.

Já os sistemas de classificação geomecânica RMR e Q demonstraram ser eficazes para fornecer soluções de projeto, as soluções fornecidas (espessura do concreto projetado, comprimento dos tirantes, espaçamento dos tirantes) foram eficazes para garantir a estabilidade do túnel.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABMS/CBMR (1983). Métodos para a descrição quantitativa de descontinuidade em maciços rochosos. São Paulo.

ABGE (1998). Geologia de engenharia. OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A (editores). São Paulo: ABGE.

ASSIS, A.P. (2002). Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas. Publicação G.AP-AA004/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Geotecnia, UnB, Brasília, DF.

BAECHER, G.B., LANNEY, N.A. and H.H. EINSTEIN. (1978). Statistical Description of Rock Properties and Sampling. Proceedings of the 18th U.S. Symposium on Rock Mechanics, 5C1-8.

BARRIOS, B. (2014). Caracterização da rugosidade. Relatório de Iniciação Científica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

BARTON, N., V. CHOUBEY (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock mechanics 10(1-2): 1-54.

BARTON, N., LIEN, R., and LUNDE, J (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics 6, n.4.

BARTON N. (2002). Some new Q value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. Int J Rock Mech Min Sci, 39: 184-216.

BIENIAWSKI, Z. T (1989). Engineering rock mass classification. New York: John Wiley.

CACCIARI, P. (2014). Estudo de um túnel em maciço rochoso fraturado por investigação geológico – geotécnica e análise pelo método dos elementos distintos. Tesis MSc, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

CACCIARI, P. and FUTAI, M. (2015). Modelling a railway rock tunnel using terrestrial laser scanning and the distinct element method. South American Rock Mechanics Symposium, ISRM Specialized Conference, Buenos Aires, Argentina, 101-108

CACCIARI, P. and FUTAI, M. (2016). Mapping and characterization of rock discontinuities in a tunnel using 3D terrestrial laser scanning. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 75(1), 223-237

CACCIARI, P. and FUTAI, M. (2016). Integrating terrestrial laser scanning and discrete fracture network approaches for tunnel modelling in fractured rock masses. VII Brazilian Symposium on Rock Mechanics, ISRM Specialized Conference, Belo Horizonte, Brazil

HOEK, E. & BRAY, J.W. (1981) Rock Slope Engineering. Revised 3rd Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London.

HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. (2002); CORKUM, B. Hoek-Brown Criterion – 2002 Edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.

HOEK, E., & BROWN, E. (2018). The Hoek-Brown failure criterion and GSI-2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. p. 445-463.

HOEK, E.; DIEDERICHS, M.S (2016). Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 43, 203–215.

MAGALHÃES DE SOUZA, R (2003). O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor. Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Pará, Belém.

MARINOS, V.; MARINOS, P.; HOEK, E (2005). The geological Strength index: applications and limitations. Bull. Eng. Geol. Environ. 64, 55-65.

MONTICELLI, J. (2014). Contribuição ao conhecimento dos condicionantes geológicos – geotécnicos do túnel Monte Seco. Relatório de Iniciação Científica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

MONTICELLI, J., CACCIARI, P., SUSUKI, S. E FUTAI, M. (2014). Correlação entre índices físicos e análise petrográfica na determinação do grau de alteração de um gnaisse. VI Brazilian Symposium on Rock Mechanics, ISRM Specialized Conference, Goiania, Brazil.

PATTON, F.D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. Proc. 1st Congr. Int. Soc. Rock Mech., Lisbon 1, 509-513.

ISRM (1978). Suggested Methods for Determining Tensile Strength of Rock Materials Part 2: Suggested Method for determining indirect tensile strength by the Brazil Test. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 15, 99-103.

ITO, W.H (2013). Caracterização geológico-geotécnica aplicada na setorização dos trechos críticos dos túneis Monte Seco linha 1 e linha 2 da estrada de Ferro Vitória-Minas. Dissertação de qualificação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo, p. 123.

ITO, W. (2016). Contribuição ao estudo de instabilidade em túneis não revestidos da estrada de ferro Vitória-Minas através da teoria dos blocos-chave e caracterização da rocha através de ensaios de laboratório e campo. Tesis MSc, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

QUIM, FRANCISCO (2010). Análise de escavações de túneis com revestimento utilizando o método dos elementos de contorno. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

RASMUSSEN, L.L., CACCIARI P.P., FUTAI M.M., DE FARIAS M.M., DE ASSIS A.P (2019). Efficient 3D probabilistic stability analysis of rock tunnels using a Lattice model and cloud computing Tunnel Undergr Space Technol, pp. 282-293.

SERAFIM JL & PEREIRA JP. (1983). Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski. In: Int. Symp. on Engineering Geology and Underground constructions, p.1133-1144.

APÊNDICE A1: TABELAS SISTEMA RMR

Segue as tabelas dos sistemas de classificação RMR.

A - Parâmetros de Classificação									
1	Resistência do material intacto	Índice de resistência a carga pontual (MPa)	> 10	4 - 10	2- 4	1 - 2	Somente para compressão simples		
		Resistência a compressão uniaxial (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	< 1
Peso		15	12	7	4	2	1	0	
2	Qualidade do testemunho - 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	Condição das descontinuidades		Superfícies muito rugosas, descontinuas, fechadas, paredes duras	Superfície pouco rugosa, abertura <1m m, parede duras	Superfície pouco rugosa, abertura <1mm, paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento < 5mm ou abertura de 1-5mm, contínuas	Preenchimento mole >5mm ou abertura > 5mm, contínuas		
	Peso		30	25	20	10	0		
5	Água Subterrânea	Infiltração em 10 m de túnel(L/min)	0	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		Pressão da água na fratura/tensão principal	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Condições gerais	seco	Umedecido	Úmido	Gotejamento	Fluxo abundante		
Peso		15	10	7	4	0			

B - Ajuste para orientação das descontinuidades

direção e mergulho das descontinuidades		Muito Favorável	Favorável	Aceitável	Desfavorável	Muito Desfavorável
Peso	Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C - Classe de Maciços Rochosos determinada pela somatória dos pesos

Somatória dos Pesos	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Classe nº	I	II	III	IV	V
Descrição	Muito bom	Bom	Regular	Pobre	Muito Pobre

D- Significado das classes de maciços

Classe nº	I	II	III	IV	V
<i>Stand-up Time</i> Médio	20 anos para abertura de 15 m	1 ano para abertura de 10 m	1 semana para abertura de 5 m	10 horas para abertura de 2,5 m	30 minutos para abertura de 1 m
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ângulo de atrito (graus)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

APÊNDICE A2: TABELAS SISTEMA Q

Segue as tabelas dos sistemas de classificação Q.

Descrição	Valor	Notas
1. Rock Quality Designation	RQD	
A. Muito Pobre	0 - 25	1. Quando o valor de RQD obtido for ≤ 10 (incluindo 0), um valor nominal de 10 deve ser utilizado para se calcular o Q. 2. Intervalos de RQD de 5 em 5 são suficientemente precisos.
B. Pobre	25 - 50	
C. Média	50 - 75	
D. Boa	75 - 90	
E. Excelente	90 - 100	
2. Número de Famílias de Juntas	J_n	
A. Maciço, nenhuma ou poucas juntas	0,5 - 1,0	1. Para intersecções, utilizar (3 x J _a) 2. Para emboque utilizar (2 x J _n)
B. Uma família de juntas	2	
C. Uma família de juntas mais juntas aleatórias	3	
D. Duas famílias de juntas	4	
E. Duas famílias de juntas mais juntas aleatórias	6	
F. Três famílias de juntas	9	
G. Três famílias de juntas mais juntas aleatórias	12	
H. Quatro ou mais famílias de juntas, juntas aleatórias, muito fraturado, poliedros irregulares	15	
I. Rocha fragmentada, "brita"	20	
3. Índice de Rugosidade	J_r	
a. paredes das juntas em contato		1. Somar 1,0 se o espaçamento médio das juntas principais for maior que 3 m 2. J _r = 0,5 pode ser utilizado para juntas planares, estriadas e com lineações, sendo que as lineações orientam a direção de menor resistência
b. paredes com menos de 10 cm de cisalhamento		
A. Juntas descontínuas	4	
B. Rugosa e irregular, ondulada	3	
C. Lisa e ondulada	2	
D. Estrias de fricção e onduladas	1,5	
E. Rugosa ou irregular, plana	1,5	
F. Lisa e Plana	1,0	
G. Estrias de fricção e plana	0,5	
c. sem contato entre as paredes, zona cisalhada		
H. Zona contendo argilo-minerais com espessura suficiente para impedir contato entre paredes.	1,0 (nominal)	
J. Arenosa ou fragmentada com espessura suficiente para impedir contato entre paredes	1,0 (nominal)	

4. Índice de Alteração	J_a	φ_r (°)	
a. contato entre paredes			
A. Selada, duro, impermeável, preenchida por quartzo, calcita, etc.	0,75		
B. Paredes sãs, superfície descolorida Somente	1,0	25 - 35	
C. Paredes pouco alteradas, sem minerais brandos recobrando, sem argila e rocha desintegrada	2,0	25 - 30	
D. Paredes com silte ou areno-argilosas, pouca argila	3,0	20 - 25	
E. Minerais brandos com baixo atrito, argilominerais, caolinitas ou micas. Também clorita, talco, gipsita, etc. e pouca quantidade de minerais expansivos.	4,0	8 - 16	
b. paredes com menos de 10 cm de cisalhamento, preenchimento fino			
F. partículas arenosas, sem argilo minerais, rocha decomposta, etc.	4,0	25 - 30	
G. Argila rígida dura, contínua, porém com espessura ≤ 5 mm	6,0	16 - 24	
H. Argila pouco a mediamente consolidada, contínua, porém com espessura ≤ 5 mm	8,0	12 - 16	
J. Argilo minerais expansivos, esmectitas, montmorillonita, etc., contínua, porém ≤ 5 mm; valor de J _a dependerá da % de argila expansiva e acesso à água, etc.	8,0 - 12,0	6 - 12	
c. sem contato entre as paredes, zona cisalhada			
K/L/M. Zonas ou bandas desintegradas, rocha fragmentada e argila, ver G,H,J	6,0/8,0/8,0 - 12,0	6 - 24	
N. zonas ou bandas de silte ou argilo- arenosas e pouco argilo-minerais, dura.	5,0		
O/P/Q. espessa, contínua, zona ou banda de argila, ver G, H, J, para descrição.	10/13/13-20		
5. Fator de Redução devido a presença de água	J_w	Pressão de água aproximada (kgf/cm ²)	
A. Escavação seca ou gotejamento < 5 l/min localmente	1 , 0	< 1,0	1. Fatores C a F são estimados. Aumentar J _w se forem instalados drenos
B. Vazão média ou pressão, pode lavar o preenchimento	0,66	1,0 - 2,5	
13			
C. Vazão alta ou alta pressão em rocha competente e juntas não preenchidas	0,5	2,5 - 10,0	
D. Vazão Alta ou Pressão alta	0,33	2,5 - 10	2. Problemas especiais

E. Excepcionalmente altos fluxo ou pressão após detonação, diminuindo com o tempo	0,2 - 0,1	>10	causados pela formação de gelo não são considerados	
F. Pressão ou fluxo excepcionalmente altos	0,1 - 0,05	>10		
6. Stress Reduciton Factor	SRF			
a. zonas de fraqueza interceptando a escavação, as quais poderão causar queda de blocos de rocha quando o túnel é escavado				
A. Múltiplas ocorrências de zonas fracas contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada, muito material solto na superfície da rocha	10	1.Reduzir os valores deSRF em 25 - 50% mas apenas se zonas decisalhamento importantes influenciarmas não interceptam aescavação		
B. Única zona de fraqueza com argila ou rocha desintegrada (profundidade ≤ 50 m)	5	2 Capa campos de esforços fortemente anisotrópicos (se medidos): quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduzir σ_c para $0,8\sigma_c$ e σ_t para $0,8\sigma_t$. Quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduzir σ_c e σ_t para $0,6\sigma_c$ e $0,6\sigma_t$. Onde σ_c = resistência a compressão simples, σ_t = resistência a tração (carga pontual) e σ_1 e σ_3 são os esforços maior e menor, respectivamente.		
C. Única zona de fraqueza com argila ou rocha desintegrada (profundidade ≥ 50 m)	2,5			
D. múltiplas zonas cisalhadas e rocha competente, sem argila; material solto na superfície da rocha; qualquer profundidade.	7,5			
E. Única rocha cisalhada em rocha competente, sem argila (profundidade ≤ 50 m)	5,0			
F. Única rocha cisalhada em rocha competente, sem argila (profundidade ≥ 50 m)	2,5			
G. Fragmentada, juntas abertas, muito fraturada, "brita"	5,0			
b. rocha competente; problemas de tensão do maciço		σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	
H. baixa tensão, próximo a Superfície	2,5	> 200	> 13	
J. média tensão, condições favoráveis de Tensão	1,0	200 - 10	13 - 0,66	
K. tensão alta	0,5 - 2	10 - 5	0,66 - 0,33	
L. moderado deslocamento em rocha maciça	5 - 10	5 - 2,5	0,33 - 0,16	
M. deslocamento e explosão de rocha em rocha maciça, após poucos minutos	10 - 20	< 2,5	< 0,16	
c. Squeezing rock: fluxo plástico de rocha incompetente causado por altas pressões de rocha				
N. Squeezing moderado devido a pressão de rocha	5 - 10			3. Alguns casos históricos disponíveis onde a profundidade da abobada abaixo da superfície é menor do que a largura da escavação, sugere queo
O. Alta pressão de squeezing de rocha	10 - 20			
d. expansibilidade de rochas: expansão química dependendo da presença de água				

P. moderada expansibilidade e consequente pressão de rocha	5 - 10		SRF seja incrementado de 2,5 para 5. (ver caso H)
R. intensa expansibilidade e consequente	10 - 15		

pressão de rocha		
------------------	--	--

Notas adicionais para o uso destas tabelas

Quando se faz estimativas da qualidade da massa rochosa (Q), os seguintes procedimentos devem ser seguidos além das notas listadas nas tabelas:

1. Quando o testemunho de sondagem não está disponível, o RQD pode ser estimado pelo número de juntas por unidade de volume, em qual o número de juntas por metro de cada junta é somado. Uma relação simples pode ser usada para converter este número para o RQD para o caso de massas rochosas sem material argiloso: $RQD = 115 - 3,3J_v$ (aprox.), onde J_v = número total de juntas por m^3 ($0 < RQD < 100$ para $35 > J_v > 4,5$)

2. O parâmetro J_n que representa o número de famílias de fraturas será frequentemente afetado pela presença de foliação, xistosidade, clivagem ardosiana ou acamadamento, e etc. Se fortemente desenvolvida, estas "juntas" paralelas devem obviamente ser contadas como uma família de juntas completa. Entretanto, se existirem poucas "juntas" visíveis, ou se apenas ocasionalmente ocorrerem quebras no testemunho de rocha devido a essas feições, então será mais apropriado contá-las como "juntas aleatórias" quando estimar o J_n .

3. Os parâmetros J_r e J_a (representando a resistência ao cisalhamento) deve ser referente à família de fraturas mais fraca ou descontinuidade preenchida por argila na porção analisada. Entretanto se a família de juntas ou descontinuidades com valor mínimo de J_r/J_a possui orientação favorável para a estabilidade, então uma segunda família de juntas ou descontinuidades menos favoráveis pode algumas vezes serem mais significantes, e seu valor mais elevado de J_r/J_a deve ser utilizado para avaliar o Q. o valor de J_r/J_a deve se relacionar com a superfície mais provável a se gerar uma ruptura.

4. Quando uma massa rochosa contém argila, o fator SRF para alívio de carga deve ser avaliado. Em tais casos a resistência da rocha intacta é de pouco interesse. Entretanto, quando as juntas são poucas e a argila completamente ausente, a resistência da massa rochosa pode se tornar o elo mais fraco, a estabilidade irá depender então da razão esforços da rocha/resistência da rocha. Um campo de esforços fortemente anisotrópico é desfavorável a estabilidade e é considerado na nota 2 da tabela sobre avaliação do fator de redução devido aos esforços.

5. As resistências a compressão e a tração (σ_c e σ_t) da rocha intacta deve ser avaliada em condições saturadas se isto for apropriado para as condições presentes ou futuras. Uma estimativa muito conservadora deve ser feita para as rochas que deterioram quando expostas a umidade ou condições saturadas.