GIAN FRANCO NAPA GARCÍA

ANÁLISE DE RISCO DE OBRAS SUBTERRÂNEAS EM MACIÇOS ROCHOSOS FRATURADOS

Tese apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São
Paulo, como parte dos requisitos para a
obtenção do Título de Doutor em Ciências,
Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Tarcisio Barreto Celestino

Coorientador: Prof. Dr. André Teófilo Beck

São Carlos

2015

Versão corrigida

Original se encontra disponível na Unidade que aloja o Programa.

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

N195a Napa García, Gian Franco
Análise de Risco de Obras Subterrâneas em Maciços
Rochosos Fraturados / Gian Franco Napa García;
orientador Tarcisio Barreto Celestino; coorientador
André Teófilo Beck. São Carlos, 2015.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação e Área
de Concentração em Geotecnia -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2015.

1. Risco quantitativo. 2. confiabilidade. 3.
projeto otimizado. 4. variabilidade. 5. maciços
fraturados. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Bacharel **GIAN FRANCO NAPA GARCIA**.

Título da Tese: "Análise de risco de obras subterrâneas em maciços rochosos fraturados".

Data da defesa: 11/06/2015

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Tarcísio Barreto Celestino (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Daniel Dias**
(Universite Joseph-Fourier/Grenoble)

Aprovado

Profa. Dra. **Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Associado **Marcos Massao Futai**
(Escola Politécnica/EP-USP)

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**

A mis padres: Nancy e Edward

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores Prof. Tarcisio B. Celestino e Prof. André T. Beck pela orientação, confiança e amizade oferecidas desde o início deste trabalho. Pelos ensinamentos, disponibilidade e apoio constante. Muito Obrigado !

À minha família, colegas, amigos e todos que contribuíram de alguma maneira para que este trabalho pudesse ser concluído com sucesso.

À Vanessa pelo apoio constante e por ter escutado por muito tempo as minhas ideias e pesares sobre esta tese. Pela sua colaboração efetiva e nem tanto. Muito obrigado, “FFX”.

À Itasca Consulting Group por acreditar no meu projeto de tese e me fornecer os programas FLAC3D e 3DEC como parte do Itasca Educational Partnership IEP. Também, a mentoria do Pedro Velasco da Itasca Espanha que foi muito proveitosa para a consecução deste trabalho .

À RocScience pelo empréstimo acadêmico do programa Unwedge.

À CAPES pelo auxílio financeiro oferecido durante estes anos de doutorado.

“...when you can measure what you are speaking about, and express it in numbers, you know something about it, but when you cannot express it in numbers, your knowledge is of a meager and unsatisfactory kind...”

Lord Kelvin (1824-1907)

RESUMO

NAPA-GARCÍA, G.F. **Análise de Risco de Obras Subterrâneas em Maciços Rochosos Fraturados**. 2015. 184 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2015.

Nesta tese o autor estabelece um método sistemático de quantificação de risco em obras subterrâneas em maciço rochoso fraturado utilizando de maneira eficiente conceitos de confiabilidade estrutural. O método é aplicado a um caso de estudo real da caverna da Usina Hidrelétrica Paulo Afonso IV, UHE-PAIV. Adicionalmente, um estudo de otimização de projeto com base em risco quantitativo também é apresentado para mostrar as potencialidades do método. A estimativa do risco foi realizada de acordo com as recomendações da Organização de Auxílio contra Desastres das Nações Unidas, UNDRO, onde o risco pode ser estimado como a convolução entre as funções de perigo, vulnerabilidade e perdas. Para a quantificação da confiabilidade foram utilizados os métodos de aproximação FORM e SORM com uso de acoplamento direto e de superfícies de resposta polinomial quadráticas. A simulação de Monte Carlo também foi utilizada para a quantificação da confiabilidade no estudo de caso da UHE-PAIV devido à ocorrência de múltiplos modos de falha simultâneos. Foram avaliadas as ameaças de convergência excessiva das paredes, colapso da frente de escavação e a queda de blocos. As funções de perigo foram estimadas em relação à intensidade da ameaça como razão de deslocamento da parede ou volume do bloco. No caso da convergência excessiva, um túnel circular profundo foi estudado com o intuito de comparar a qualidade de aproximação da técnica numérica (FLAC3D com acoplamento direto) em relação à solução exata. Erros inferiores a 0,1% foram encontrados na estimativa do índice de confiabilidade β . Para o caso da estabilidade de frente foram comparadas duas soluções da análise limite da plasticidade contra a solução obtida numericamente. Já no caso de queda de bloco, verificou-se que as recomendações de parcialização do sistema de classificação geomecânica Q incrementa consideravelmente a segurança da escavação conduzindo a padrões da prática mais avançada, por exemplo, de um β de 2,04 para a escavação a seção plena até 4,43 para o vão recomendado. No estudo de caso, a segurança da caverna da UHE-PAIV foi estudada perante a queda de blocos utilizando o software Unwedge. A probabilidade de falha individual foi integrada no comprimento da caverna e o conceito de sistema foi utilizado para estimar a probabilidade de falha global. A caverna apresentou uma probabilidade de falha global de 3,11 a 3,22% e um risco de $7,22 \times 10^{-3} \times C$ e $7,29 \times 10^{-3} \times C$, sendo C o custo de falha de um bloco de grandes dimensões. O bloco mais crítico apresentou um β de 3,63. No estudo de otimização foram utilizadas duas variáveis de projeto, a espessura do concreto projetado e o número de tirantes por metro quadrado. A configuração ótima foi encontrada como o par $[t, n_b]$ que minimiza a função de custo total. Também, um estudo de sensibilidade foi realizado para avaliar as influências de alguns parâmetros no projeto ótimo da escavação. Finalmente, os resultados obtidos sugerem que as análises quantitativas de risco, como base para a avaliação e gestão de risco, podem e devem ser consideradas como diretriz da prática da engenharia geotécnica, uma vez que estas análises conciliam os conceitos básicos de projeto como eficiência mecânica, segurança e viabilidade financeira. Assim, a quantificação de risco é plenamente possível.

Palavras-chave: Risco quantitativo, confiabilidade, obras subterrâneas, projeto otimizado, variabilidade, maciços fraturados.

ABSTRACT

NAPA-GARCÍA, G.F. **Risk Analysis of Underground Structures in Fractured Rock Masses**. 2015. 184 p. Thesis (Doctorate) – São Carlos Engineering School, University of São Paulo, 2015.

In this thesis the author establishes a systematic method for quantifying the risk in underground structures in fractured rock masses using structural reliability concepts in an efficient way. The method is applied to the case study of the underground cavern of Paulo Afonso IV Hydroelectrical Power Station UHE-PAIV. Additionally, an optimization study was conducted in order to show a potential application of the method. The estimation of the risk was done according to the recommendations of the United Nations Disaster Relief Organization UNDRO where risk can be estimated as the convolution between the hazard, vulnerability and losses functions. FORM and SORM were used as approximation methods for the reliability quantification by means of Direct Coupling and Quadratic Polynomial Response Surfaces. A Monte Carlo simulation was also used to quantify the reliability of the cavern UHE-PAIV because of the presence of multiple failure modes in the numerical model. In this study 3 types of threads were evaluated: excessive wall convergence, face stability and wedge block fall. Hazard functions were built relative to the thread intensities such as wall convergence ratio or block size. In the case of excessive wall convergence a deep circular tunnel was studied meaning to compare the quality of the approximation of the reliability technique (FLAC3D with direct coupling) to the exact solution. Errors below 0.1% were found in the reliability index β estimation. The reliability of the face stability was evaluated using two limit analysis solutions against the numeric estimation. For the block stability it was verified that the sequential excavation recommended by the Q system increases considerably the reliability of the excavation leading safety to modern standard levels, e.g. from a β equal to 2.04 for a full section excavation to 4.43 for a partial excavation. In the case study of the UHE-PAIV, the reliability of the underground cavern was estimated using the commercial software Unwedge. The probability of failure of individual blocks was integrated along the length of the cavern and the concept of structural system was used to estimate the global probability of failure. The cavern presented a probability of failure of 3.11% to 3.22% and a risk of $7.22 \times 10^{-3} \times C$ and $7.29 \times 10^{-3} \times C$ - where C is the cost of failure of a large block. The critical individual block showed a β equal to 3.63. The optimization was performed considering two design variables – liner thickness and number of bolt per square meter. The optimal design was found as the pair $[t, n_b]$ which minimizes the total cost function. Also, a sensibility analysis was conducted to understand the influence of some parameters in the location of the optimal excavation design. Concluding, the results obtained here suggest that the quantitative risk analyses, as a base for the risk assessment and management, can and must be considered as a north for the practice of geotechnical engineering owing that these analyses reconcile the basic concepts of mechanical efficiency, safety and financial feasibility. Thus, risk quantification is fully affordable.

Keywords: Quantitative risk, reliability, underground structures, optimized design, variability, fractured rock masses.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Representação do conceito do índice de confiabilidade segundo Low e Tang (1997).	11
Figura 2.2. Comparação visual entre amostragens simples e por hipercubo latino.....	14
Figura 2.3. Aproximações de primeira e segunda ordem, FORM e SORM.....	15
Figura 2.4. Representação de sistema com componentes em paralelo.....	24
Figura 2.5. Representação de sistema com componentes em série.	24
Figura 2.6. Classificação simplificada de métodos de avaliação de eventos perigosos para escorregamentos (SILVA, 2009).....	32
Figura 2.7. PDF da resistência, solicitação e perigo.....	36
Figura 2.8. Níveis de dano ou de elementos em risco.	36
Figura 2.9. Vulnerabilidade de acordo com o nível de dano.	37
Figura 2.10. Risco quantitativo de vidas humanas ameaçadas pela queda de blocos de rocha de uma passarela subterrânea.	38
Figura 2.11. Função de risco otimizada para uma barragem (BECK, 2013).	41
Figura 2.12. Histograma de ocorrência de blocos instáveis em um talude rodoviário.....	46
Figura 2.13. Distribuição de frequência dos volumes máximos instáveis.....	46
Figura 2.14. Probabilidade de excedência de volumes instáveis.....	49
Figura 2.15. Probabilidade de ocorrência de volumes instáveis.....	49
Figura 2.16. Distribuição do risco de acordo com o tamanho do bloco instável.....	50
Figura 3.1. Intervalos de qualidade de maciço Q para à aplicação de modelagem descontínua (BARTON, 1998).	66
Figura 3.2. Modelo conceitual da análise de risco de obras subterrâneas proposta para esta pesquisa	69
Figura 4.1. Curva pressão interna versus deslocamento característica do maciço.	73
Figura 4.2. Detalhe da distribuição de tensões radiais no modelo numérico no FLAC3D.	76
Figura 4.3. Trajetória da convergência no espaço de projeto $\mathbf{X}$ para as variáveis E_{mr} e ϕ_{mr} . 78	
Figura 4.4. Trajetória da convergência no espaço de projeto $\mathbf{X}$ para as variáveis c e ϕ com $\rho_{c,\phi} = -0,5$	80
Figura 4.5. Trajetória da convergência no espaço de projeto $\mathbf{X}$ para c_{mr} e ϕ_{mr} com $\rho_{c,\phi} = -0,5$, VA lognormais.	81
Figura 4.6. Comparação dos resultados obtidos com o método analítico, ADA e ADN.	83

Figura 4.7. Função de perigo da convergência das paredes de um túnel.	84
Figura 4.8. Representação esquemática do problema abordado por Carranza-Torres (2004a)	86
Figura 4.9. Seção longitudinal do mecanismo de colapso da frente de escavação.....	88
Figura 4.10. Discretização do mecanismo de colapso.....	90
Figura 4.11. Resolução da superfície de escorregamento utilizada pelo TFSS.....	91
Figura 4.12. Processo de busca da pressão crítica.	92
Figura 4.13. Índice de confiabilidade de acordo com a pressão interna no túnel.....	94
Figura 4.14. Localização esquemática do bloco no teto com o sistema de reforço completo instalado.....	100
Figura 5.1. Mapa de localização e detalhe das usinas dentro do Complexo Hidrelétrico Paulo Afonso.	109
Figura 5.2. Diagrama de frequência hemisfério inferior de (a) Falha e ou Microfalhas e (b) Fraturas e diaclases. (RÉ; SLONGO e TANIGUCHI, 1982).....	111
Figura 5.3. Simulação de 735 polos das 3 famílias consideradas.....	112
Figura 5.4. Histograma de frequências do comprimento dos traços correspondentes à família JS1 com ajustes exponencial e lognormal.	112
Figura 5.5. Histograma de frequências do comprimento dos traços correspondentes às famílias JS1 e JS2 com ajustes lognormais.	113
Figura 5.6. Seção transversal da caverna da casa de força da UHE-PAIV (RÉ; SLONGO e TANIGUCHI, 1982).....	115
Figura 5.7. Disposição de blocos ao redor da caverna.	116
Figura 5.8. Modelo de meio descontínuo em Unwedge.	116
Figura 5.9. Frequência de blocos 110 instáveis de acordo com o tamanho do bloco sobre o eixo.	120
Figura 5.10. Taxa de falha dos blocos de acordo com o tamanho da projeção sobre o eixo..	120
Figura 5.11. Probabilidade de falha ao longo da caverna de acordo com o tamanho do bloco sobre o eixo.....	121
Figura 5.12. Função de custo sigmoide discreta.....	121
Figura 5.13. Risco discreto de acordo com o tamanho do bloco sobre o eixo.	122
Figura 6.1. Representação esquemática do problema indicando as variáveis de projeto.	127
Figura 6.2. Conceito de bloco médio ou esperado.	128
Figura 6.3. Remoção de entulho produto da queda de bloco instável na região central do túnel.	129

Figura 6.4. Probabilidades de falha estimadas no domínio estudado de variáveis de projeto.	130
Figura 6.5. Funções de custo esperado total, custo esperado de falha e custo inicial do problema analisado.	131
Figura 6.6. Custo total associado ao risco de queda de blocos do teto de um túnel de 6 m de largura.	132
Figura 6.7. Comparação dos custos ótimos para as duas opções disponíveis.	133
Figura 6.8. Sensibilidade ao lucro cessante. Casos 1B (a) e 10M (b).	134
Figura 6.9. Análise de caso com concreto de alto preço. R\$ 100k.	135
Figura 6.10. Distribuição de custos com concreto de alto preço.	135
 Figura A. 1. Esquema geométrico de uma cunha ocorrendo em um teto plano.	 181
Figura A. 2. Construção de equação genérica da reta tangente a um círculo unitário.	182

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Índices de confiabilidade alvo (e probabilidades associadas) propostos pelo JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY, 2001) e mostrado por Faber e Sørensen (2003) para um período de referência de um ano para estado limite último.	28
Tabela 2.2. Índices de confiabilidade alvo (e probabilidades associadas) propostos pelo JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY, 2001) e mostrado por Faber e Sørensen (2003) para um período de referência de um ano para estado limite de serviço irreversível.	28
Tabela 2.3. Índices de confiabilidade alvo (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1997). .	29
Tabela 2.4. Valores mínimos recomendados para o índice de confiabilidade β (estado limite último).	30
Tabela 2.5. Índice de confiabilidade alvo β_T para membros estruturais da classe RC2.	30
Tabela 2.6. Grade-resumo das distribuições estatísticas dos principais parâmetros de um maciço fraturado.	55
Tabela 2.7. Caracterização estatística da rocha intacta	56
Tabela 2.8. Caracterização estatística do maciço.	62
Tabela 2.9. Alguns modos de falha de obras subterrâneas.	63
Tabela 4.1. Resultados das análises de confiabilidade com VA normais e não correlacionadas.	79
Tabela 4.2. Resultados das análises de confiabilidade com VA normais e correlacionadas....	80
Tabela 4.3. Resultados das análises de confiabilidade com VA normais e não correlacionadas.	82
Tabela 4.4. Parâmetros das variáveis aleatórias.	98
Tabela 4.5. Resultados das análises de confiabilidade com base em formulações analíticas.	105
Tabela 5.1. Estatísticas das principais propriedades das famílias de fraturas.	114
Tabela 6.1. Custos unitários de algumas tarefas envolvidas na construção de túneis.	131

LISTA DE SIGLAS

ABI	Association of British Insurers / Sociedade de Seguradoras Britânicas
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
ADA	Acoplamento Direto Analítico
ADN	Acoplamento Direto Numérico
AHL	Amostragem por Hipercubo Latino
AHP	Analytic Hierarchic Process / Processo Hierárquico Analítico
AS	Amostragem simples ou ordinária
AS/NZS	Joint Australian/New Zealand Standard / Norma Conjunta Austro/Neozelandesa
BTS	British Tunneling Society / Sociedade Britânica de Túneis
CDF	Cumulative Density Function / Função de Densidade Acumulada
CEN	Comité Européen de Normalisation / Comitê Europeu de Normalização
DC	Direct Coupling / Acoplamento Direto
DDA	Discontinuous Deformation Analysis / Análise de Deformação Descontínua
DEM	Método dos Elementos Distintos
DP	Design Point / Ponto de Projeto
ELS	estado limite de service
ELU	estado limite último
FEM	Finite Element Method / Método dos Elementos Finitos
FOMV	First Order Mean Value / Primeira Ordem Valor Médio
FORM	First Order Reliability Method / Método de confiabilidade de primeira ordem
FOSM	First Order Second Moment / Primeira Ordem Segundo Momento
HLRF	Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler
ISSMGE	International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering / Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IEC	International Electrotechnical Commission / Comissão Eletrotécnica Internacional
ISRM	International Society of Rock Mechanics / Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas
ITA	International Tunneling and Underground Space Association / Associação Internacional de Túneis e Espaço Subterrâneo
ITIG	The International Tunnelling Insurance Group / Grupo Internacional de Seguradoras de Túneis

JCSS	Joint Committee on Structural Safety / Comitê Conjunto sobre Segurança Estrutural
LRFD	Load and Resistance Factor Design / Projeto com base em fatores de cargas e resistência
LSS	Limit State Surface / Superfície de Estado Limite
MEP	Método de estimativa Pontual
SFE	Stochastic Finite Element / Elementos Finitos Estocásticos
PDF	Probability Density Function / Função de Densidade de Probabilidade
PFE	Probabilistic Finite Element / Elementos Finitos Probabilísticos
PL	Programação linear
RSM	Response Surface Method / Método de Superfície de Resposta
SMC	Simulação de Monte Carlo
SORM	Second Order Reliability Method / Método de confiabilidade de segunda ordem
TBM	Tunnel Boring Machine / Máquina tuneladora
UHE-PAIV	Usina Hidrelétrica Paulo Afonso IV
USACE	U.S. Army Corps of Engineers / Corpo de Engenheiros da Armada dos Estados Unidos
VA	Variável aleatória

LISTA DE SIMBOLOS

Letras Latinas

a	coeficiente exponencial do critério de Hoek-Brown
$\mathbf{B}$	matriz Hessiana da função de performance no espaço Gaussiano
B-B	critério de resistência de Barton-Bandis
D	fator de perturbação do critério de Hoek-Brown
E_i	i -éssimo evento
EMV	Estimador de Máxima Verossimilhança
FS	fator de segurança
$f_{\mathbf{X}}(x)$	função de densidade de probabilidade conjunta do vetor $\mathbf{X}$
$g(\mathbf{X})$	função de performance
GSI	Índice de Resistência Geológica (<i>'Geological Strength Index'</i>)
h	tamanho do passo da diferença finita
H	perigo
$\mathbf{H}$	matriz Hessiana da função de performance no sistema local da hipersuperfície quadrática de aproximação
H-B	critério de resistência de Hoek-Brown
I_a	intensidade da ameaça
J_C	fator de condição de superfície da descontinuidade
J_n	número de famílias
J_r	número de rugosidade da descontinuidade
J_a	número de alteração da descontinuidade
J_w	fator de redução por presença de água nas descontinuidades
L	perdas
m_b	coeficiente linear do maciço do critério de Hoek-Brown
m_i	coeficiente linear do material intacto do critério de Hoek-Brown
M-C	critério de resistência de Mohr-Coulomb
n_{mf}	número de modos de falha
SRF	fator de redução por tensão (Stress Reduction Factor)
p_i	persistência da família i

p_s	pressão interna do suporte da frente de escavação
P_f	probabilidade de falha
Q	Sistema de Classificação geomecânica norueguesa
Q'	Sistema Q modificado
R	risco
$\mathbf{R}_x$	matriz de correlação no espaço $\mathbf{X}$
$\mathbf{R}_f$	matriz de correlação dos modos de falha
$\mathbb{R}$	conjunto dos números reais
RMR	Rock Mass Rating
RMR'_{89}	RMR versão 1989 modificado
RQD	Rock Quality Designation
S	desvio padrão amostral
s	constante linear do critério de Hoek-Brown
s_i	espaçamento da família i
V	vulnerabilidade
V_b	volume do bloco
X	variável aleatória
$\mathbb{X}$	espaço de projeto
$\mathbf{X}$	vetor das variáveis aleatórias no espaço $\mathbb{X}$
$\bar{X}$	média amostral de X
$\mathbf{z}$	vetor das variáveis de projeto

Letras Gregas

α_i	complemento do ângulo de mergulho da junta i
$\mathbf{a}_i$	vetor de cossenos diretores do gradiente no DP do modo de falha i
β	Índice de confiabilidade
β_T	Índice de confiabilidade alvo
χ_k	escala de passo do método iHLRF
Ω	espaço amostral
Ω_f	domínio de falha
Ω_s	domínio de segurança

ε_{tol}	razão de deslocamento máxima tolerável
$\phi()$	PDF da distribuição Normal padrão
$\Phi()$	CDF da distribuição Normal padrão
ϕ	ângulo de atrito
ϕ_b	ângulo de atrito básico
ϕ_r	ângulo de atrito residual
γ_{ij}	ângulo entre os planos i e j
$\nabla g()$	gradiente da função de performance
μ	média
ν	taxa de ocorrência de blocos
λ_i	frequência dos espaçamentos da família i
σ	desvio padrão
σ_1'	tensão principal maior efetiva
σ_3'	tensão principal menor efetiva
σ_{3n}'	tensão principal menor efetiva máxima no maciço, padronizada em rel. a σ_{ci}
$\sigma_{3\text{max}}'$	tensão principal menor efetiva máxima no maciço
σ_{ci}	resistência à compressão uniaxial
σ_{cm}	resistência à compressão uniaxial do maciço
σ_t	resistência à tração direta do maciço
ψ	ângulo de dilatância

SUMÁRIO

Capítulo 1: Introdução	1
1.1 Objetivos.....	3
1.2 Organização do conteúdo	4
Capítulo 2: Revisão da literatura	5
2.1 Glossário.....	5
2.2 Estados limite.....	7
2.3 Problema fundamental da confiabilidade estrutural	9
2.4 Conceitos básicos de confiabilidade e risco	9
2.5 Métodos de Estimativa da Confiabilidade	11
2.5.1 Simulação de Monte Carlo (SMC)	11
2.5.2 Métodos de confiabilidade – aproximação do domínio de falha.....	14
2.5.3 Métodos de Superfície de Resposta (RSM).....	20
2.6 Confiabilidade de sistemas	23
2.6.1 Limites unimodais	23
2.6.2 Limites multimodais	25
2.7 Índice de confiabilidade alvo (β_T)	27
2.8 Risco Quantitativo.....	31
2.8.1 Panorama geral da análise de risco	31
2.8.2 Métodos qualitativos	32
2.8.3 Métodos quantitativos	33
2.8.4 Risco Quantitativo	35
2.8.5 Risco em termos financeiros.....	38
2.8.6 Projeto com base em risco	39
2.9 Confiabilidade e Risco: Avanços na área de obras em maciço rochoso fraturado	41
2.9.1 Segurança em engenharia geotécnica	41
2.9.2 Confiabilidade de obras geotécnicas em maciço rochoso fraturado.....	42
2.9.3 Quantificação de risco em obras subterrâneas em maciço rochoso fraturado	48
2.10 Representação matemática e estatística do maciço rochoso fraturado	50
2.10.1 Abordagem de meio descontínuo	51
2.10.2 Abordagem de meio contínuo equivalente	56
1.1 Ameaças típicas em obras subterrâneas em maciços rochosos fraturados	62

Capítulo 3: Método de estimativa de risco quantitativo.....	65
3.1 Reconhecimento das Ameaças.....	65
3.2 Caracterização das consequências, perdas e dos elementos em risco.....	65
3.3 Contínuo versus descontínuo.....	65
3.4 Identificação dos modos de falha	66
3.5 Método de confiabilidade.....	66
3.6 Função de perigo	67
3.7 Função de perda	67
3.8 Quantificação do risco.....	68
Capítulo 4: Aplicações de Confiabilidade.....	71
4.1 Convergência das paredes de um túnel circular.....	71
4.1.1 Descrição do túnel circular	71
4.1.2 Solução para material de Mohr-Coulomb	72
4.1.3 Formulação de confiabilidade e método de análise.....	77
4.1.4 Resultados.....	78
4.1.5 Considerações finais do problema.....	82
4.2 Estabilidade de frente - Colapso de túnel raso em maciço rochoso extremamente fraturado.....	85
4.2.1 Descrição do túnel estudado	85
4.2.2 Solução analítica – limite inferior	86
4.2.3 Solução analítica – limite superior	88
4.2.4 Solução numérica	91
4.2.5 Resultados: comparação e discussão	93
4.2.6 Conclusão	95
4.3 Aplicação: Confiabilidade - Queda de blocos - Cunha rígida em teto plano com descontinuidades persistentes	96
4.3.1 Descrição do túnel estudado	97
4.3.2 Solução analítica.....	100
4.3.3 Equação de performance	101
4.3.4 Resultados e discussões	102
4.3.5 Visão global do problema.....	105
Capítulo 5: Estudo de Caso - Análise de Risco de um projeto de obra subterrânea em maciço rochoso fraturado	107
5.1 Complexo Hidrelétrico Paulo Afonso	108

5.2	Tratamento estatístico das propriedades mecânicas do maciço rochoso	110
5.3	Usina Hidrelétrica Paulo Afonso IV	114
5.4	Estimativa da probabilidade de falha na caverna da UHE-PAIV	116
5.5	Quantificação do risco na caverna da UHE-PAIV	118
5.6	Resultados	119
5.7	Conclusão	122
Capítulo 6:	Projeto Otimizado com base no Risco.....	125
6.1	Função objetivo - Custo Esperado Total.....	125
6.2	Função de custo esperado total	127
6.2.1	Custo de falha	128
6.2.2	Função de custo inicial	130
6.3	Resultados e Análise.....	130
6.4	Conclusão	136
Capítulo 7:	Conclusões	137
Referências		143

Capítulo 1: Introdução

Obras geotécnicas encontram-se expostas a fatores que apresentam variabilidade intrínseca à sua natureza, bem como incertezas inerentes aos processos de projeto e construção. Como exemplos, cita-se a geologia, os materiais de construção, os processos construtivos, o fornecimento de materiais, e os modelos de análise, entre outros. Projetos de túneis encontram-se entre as obras geotécnicas mais seguras, mas no mundo já ocorreram acidentes importantes, como: a construção do metrô de Porto, Portugal; o metrô de Barcelona, Espanha; e o metrô de Munique, Alemanha; e a estação Pinheiros da linha IV do metrô de São Paulo, Brasil; entre outros. Na maioria dos casos estes acidentes ocorrem durante a etapa de construção. Os acidentes em túneis podem gerar grandes perdas econômicas e até de vidas humanas (CELESTINO, 2008).

A opinião comum entre engenheiros geotécnicos contemporâneos é que estes profissionais devem ter uma grande experiência de campo para que as obras por eles construídas sejam ‘confiáveis’ e, conseqüentemente, de baixo risco. É aqui que, poderia-se dizer, os conceitos de confiabilidade e risco convergem no que pode ser chamado de ‘sentimento’ do engenheiro experiente, com respeito à segurança de uma obra. Partindo do ponto de vista anterior, poderia se interpretar que a “experiência” do engenheiro define o grau de confiabilidade de uma estrutura construída por ele. Com isso, é importante racionalizar esse conhecimento empírico e traduzi-lo em metodologias sistemáticas que permitam realizar análises mais refinadas de confiabilidade estrutural de uma estrutura geotécnica, para assim poder avaliar de maneira mais coerente o risco quantitativo ao qual estão expostas.

No mundo, existe a tendência de contratar, para as obras de engenharia, seguros contra a ocorrência de eventos desastrosos. Para isto, uma noção quantitativa do risco envolvido no projeto deve ser conhecida para, assim, determinar o valor da apólice do seguro. No entanto, os métodos atuais de projeto não levam em consideração este conceito, razão pela qual têm sido formados grupos de seguradores como a Associação Britânica de Seguradores - Sociedade Britânica de Túneis, ABI-BTS (BRITISH TUNNELLING SOCIETY, 2003), e o Grupo Internacional de Seguradoras de Túneis, ITIG (INTERNATIONAL TUNNELING INSURANCE GROUP, 2006), entre outros. Estes grupos estão interessados em estabelecer procedimentos adequados para realizar projetos de túneis com base em risco quantitativos de maneira integral. Neste tipo de recomendação são estabelecidas as responsabilidades de cada

indivíduo participante do projeto (proprietário, empreiteiro ou consultor), ou seja, qual indivíduo assume qual risco.

Por sua parte, a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ISSMGE, implementou recentemente o Comitê de Prática de Engenharia de Avaliação e Gestão de Risco, TC304, encarregado de promover e potenciar as atividades profissionais da engenharia Geotécnica e Geoambiental nas áreas de:

- Caracterização geoestatística e probabilística de subsuperfície;
- Quantificação de incertezas na previsão de desempenho;
- Projeto com base em confiabilidade;
- Tomada de decisões com base em análise de risco;
- Calibração de códigos ou normas de projeto geotécnico LRFD (*'Load and Resistance Factor Design'*);
- Gestão de risco de projeto.

Isto mostra uma necessidade de reconhecer que, na engenharia geotécnica, lidamos com materiais altamente variáveis e que, conseqüentemente, devemos levar esta variabilidade em consideração durante os processos de projeto. Com isto, as análises de confiabilidade estrutural e risco quantitativo se apresentam como opções robustas para considerar não apenas a variabilidade (por vias da confiabilidade), mas também as conseqüências da ocorrência da falha do projeto (por vias do risco). Alguns métodos de quantificação de risco são comumente aplicados em outras áreas correlatas, que não obras subterrâneas em maciços rochosos fraturados.

Atualmente existem modelos de avaliação de risco em túneis, como o desenvolvido no Instituto Tecnológico de Massachusetts, MIT, por Souza (2010). Nesse método, as probabilidades de falha são inseridas subjetivamente. Por causa disto, considera-se que este método não é totalmente quantitativo. Contudo, o método lida de maneira eficiente com as interações entre as diversas ameaças. Por outro lado, algumas análises quantitativas de risco têm sido realizadas em áreas correlatas como em risco de inundações (EIDSVIG *et al.*, 2011).

Recentemente, no Brasil, vêm se desenvolvendo análises de confiabilidade em engenharia civil, principalmente na área de Engenharia de Estruturas (BECK e VERZENHASSI, 2008; BECK *et al.*, 2009; SILVA JR. e BECK, 2010), e de Engenharia Geotécnica, através dos aportes de Aoki, Hachich e Pacheco (AOKI, 2002; AOKI, 2007;

CABRAL; DANZIGER e PACHECO, 2009; HACHICH e VANMARCKE, 1983; PACHECO e SCHMIDT, 1996). Adicionalmente, Beck (BECK e GOMES, 2012; BECK; GOMES e BAZÁN, 2012; BECK, 2013) vem desenvolvendo pesquisa em otimização de projeto com base em risco e Aoki¹ realiza estimativas de risco na área de fundações. A Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, estabeleceu em 2012 a Comissão Técnica de Risco com ênfase principalmente em fundações².

Pontualmente, na área de confiabilidade de túneis, várias pesquisas foram realizadas por grupos de pesquisa no mundo (HOEK, 1998; IDRIS; SAIANG e NORDLUND, 2011; LANGFORD e DIEDERICH, 2013; LU e LOW, 2011; LU; SUN e LOW, 2011). No âmbito nacional podemos encontrar também algumas análises de confiabilidade (CECÍLIO JR. *et al.*, 2012; CELESTINO *et al.*, 2006; NAPA-GARCÍA; BECK e CELESTINO, 2014; SOARES *et al.*, 2014).

Dentro desse contexto, esta pesquisa objetiva estabelecer um método sistemático de estimativa de risco quantitativo em projetos de túneis que considere a variabilidade do terreno através de análises de confiabilidade em maciços rochosos fraturados utilizando métodos de aproximação, e as consequências através de funções de perda. A estimativa da confiabilidade deve ser realizada de maneira eficiente; entendendo eficiência como mínimo tempo computacional. Por outro lado, as funções de perda devem ser implementadas, sempre que possível, com base em evidências ou calibradas com base na experiência de um especialista na área. Em ambos os casos, a função de perda deve ser consistente com as características das consequências. Desta maneira, pretende-se com os resultados deste trabalho fornecer ao meio acadêmico e profissional um método eficaz de análise de risco quantitativo e elaborar recomendações de projeto úteis para profissionais que trabalham na área de túneis.

1.1 Objetivos

- Esta investigação visa fornecer à comunidade profissional um método teórico-computacional objetivo de avaliação de risco em projetos de túneis em maciços rochosos fraturados desde que as condições de método construtivo (Escavação Sequencial, *Cut-and-Cover*, máquina tuneladora) e variabilidade do maciço sejam conhecidas de maneira geral.

¹ Comunicação Pessoal com Dr. Nelson Aoki, Engenheiro consultor, Professor aposentado do departamento de Geotecnia da EESC-USP e presidente da Comissão Técnica de Risco da ABMS 2012/13.

² Comunicação Pessoal com Dra. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha, Professora Doutora do departamento de Geotecnia da EESC-USP e secretária da Comissão Técnica de Risco da ABMS 2012/13.

- O método produzido será aplicado a um caso real. O caso em estudo será a caverna subterrânea da casa de força da Usina Hidrelétrica Paulo Afonso IV. Adicionalmente, um estudo de otimização de projeto com base em risco será realizado para mostrar uma aplicação potencial do método.

1.2 Organização do conteúdo

Este documento está organizado de acordo com os pontos a seguir:

- O capítulo 2 apresenta de maneira compacta uma revisão da literatura em relação a conceitos de confiabilidade estrutural e risco quantitativo, necessários para entender o método de estimativa de risco bem como para interpretar os resultados dos exemplos estudados;

- O capítulo 3 apresenta a descrição do método geral de estimativa de risco quantitativo utilizado nesta pesquisa;

- O capítulo 4 apresenta três aplicações das técnicas de confiabilidade estrutural a diferentes problemas de engenharia geotécnica envolvendo maciços fraturados;

- O capítulo 5 descreve o estudo de caso da caverna da casa de força da Usina Hidrelétrica Paulo Afonso IV UHE-PAIV onde o risco quantitativo é estimado, e seus resultados são interpretados sob o ponto de vista da confiabilidade estrutural e do risco;

- O capítulo 6 apresenta um exemplo eficiente de otimização de projeto do sistema de suporte de um túnel em maciço rochoso fraturado;

- O capítulo 7 sumariza as conclusões desta tese e as sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2: Revisão da literatura

Neste capítulo são apresentados os conceitos básicos de confiabilidade estrutural e risco. Adicionalmente, um item específico em relação à interpretação do índice de confiabilidade é introduzido para um melhor entendimento dos resultados vendeiros. Com o intuito de facilitar a clareza do texto, incluímos um glossário com os termos que vão ser utilizados daqui em diante.

Complementarmente, três anexos são apresentados na seção final deste documento. O Anexo I detalha algumas distribuições estatísticas típicas utilizadas nesta pesquisa e a inferência dos seus parâmetros. O Anexo II mostra exemplo básicos da técnica de acoplamento para realizar a avaliação implícita da resposta de modelos numéricos. E o Anexo III apresenta o método utilizado para inferir as feições geométricas de blocos tetraédricos de teto plano.

2.1 Glossário

O Comitê Técnico de Avaliação e Gestão de Risco da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, TC304-ISSMGE (INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 2004) publicou um glossário com as definições dos principais termos a serem utilizados na prática da quantificação do risco na engenharia geotécnica a nível mundial, com o intuito de uniformizar o uso destes termos. Nesta pesquisa, os termos a serem usados são aqueles traduzidos literalmente do glossário do TC304-ISSMGE.

Segundo a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ISSMGE (INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 2004) o risco é definido como:

“Risco (em inglês Risk): Medida da probabilidade e severidade de um efeito adverso à vida, saúde, propriedade ou ao meio ambiente. Quantitativamente, Risco=Perigo x Valor potencial da perda. Este também pode ser expresso como ‘A probabilidade multiplicado pelas consequências se o evento ocorrer’” – (ISSMGE, 2004, p.5. tradução nossa).

Historicamente, na engenharia geotécnica brasileira, vários termos relacionados com o risco têm sido utilizados muitas vezes com significados distintos aos da língua original. Neste

contexto, a seguir são apresentadas algumas definições, padronizadas pela ISSMGE, necessárias para evitar confusões posteriores. Segundo a ISSMGE (INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 2004) podemos definir:

“Perigo (em inglês *Hazard*): Probabilidade de uma ameaça particular ocorrer dentro de um período de tempo”.

“Ameaça (em inglês *Danger* ou *Threat*): O fenômeno natural que pode conduzir a um dano, descrito em termos da sua geometria, mecânica ou outra característica. A ameaça pode ser existente (como um rastejo) ou potencial (como a queda de um bloco). A caracterização de uma ameaça não inclui nenhuma previsão”.

“Consequência (em inglês *consequence*): Relativo a risco, o resultado da ocorrência da ameaça”.

“Perda (inglês *Loss*): Qualquer consequência negativa financeira ou de outro tipo”.

“Elementos em risco (em inglês *Elements at Risk*): População, prédios e obras de engenharia, infraestrutura, feições ambientais e atividades econômicas na região afetada pelo perigo”.

“Vulnerabilidade (em inglês *Vulnerability*): O grau de perdas de um dado elemento em risco dentro de uma área afetada pelo perigo. É expresso na escala de 0 (sem perdas) a 1 (perda total). Também, o grupo de condições e processos resultantes de fatores físicos, sociais, econômicos e ambientais que incrementam a susceptibilidade de uma comunidade ao impacto de um perigo”.

“Falha (em inglês *Failure*): a falta de capacidade de um sistema, ou parte deste, de funcionar para o objetivo para o qual foi projetado. No contexto de segurança estrutural (incluindo estruturas geotécnicas), falha é geralmente confinada a itens de integridade estrutural, e em alguns contextos ao colapso específico da estrutura ou parte desta”.

“Mecanismo de falha (em inglês *Failure Mechanism*): O mecanismo que descreve os processos e estados físicos que devem ocorrer para desenvolver a falha”.

“Modo de falha (em inglês *Failure Mode*): Uma maneira em que a falha pode ocorrer descrita em termos de quais falhas, dos elementos ou componentes, devem ocorrer para causar a perda de um subsistema ou o sua funcionalidade”.

“Confiabilidade (em inglês *Reliability*): É a probabilidade de um dado objeto projetado apresentar um comportamento satisfatório. Matematicamente, $\text{Confiabilidade} = 1 - \text{Probabilidade de falha}$ ”.

“Incerteza (em inglês *Uncertainty*): Descreve qualquer situação onde não há certeza, descrita ou não por uma distribuição de probabilidades. Incerteza é causada pela variação natural e/ou o conhecimento incompleto (falta de entendimento ou insuficiência de dados). No contexto da segurança estrutural, a incerteza pode ser

atribuída a i) incerteza aleatória: variabilidade inerente a propriedades ou eventos naturais, e ii) incerteza epistêmica: conhecimento incompleto dos parâmetros e das relações entre valores de entrada e saída.”

*“**Variável aleatória** (em inglês *Random Variable*): É uma grandeza cuja magnitude não é conhecida de forma exata, mas pode ser determinada em termos de uma distribuição de probabilidades”.*

*“**Função de densidade de probabilidade PDF** (em inglês *Probability Density Function*): É uma função que descreve a probabilidade relativa de uma variável aleatória adotar um valor particular em relação a adotar outro valor”.*

*“**Função de distribuição acumulada CDF** (em inglês *Cummulative Distribution Function*): A integral da função de densidade de probabilidade calculada na direção de valores crescentes de uma variável aleatória. Assim, a probabilidade de que uma variável aleatória adote um valor menor ou igual a um valor particular pode ser lida da sua CDF”.*

*“**Sistema** (em inglês *System*): Agrupamento que consiste em elementos que interagem entre eles”.*

Estas palavras são utilizadas com estes significados ao longo deste texto, respeitando o novo padrão internacional que se aplica à engenharia geotécnica.

2.2 Estados limite

As obras de engenharia são projetadas para que mantenham uma determinada funcionalidade dentro de um tempo de referência, com um nível mínimo de segurança e de maneira economicamente eficiente. Tal funcionalidade depende da não violação dos estados limite. Um estado limite faz referência a uma medida do desempenho de uma estrutura. De maneira geral, os estados limites podem ser classificados como último, ELU, e de serviço, ELS. O ELU corresponde à situação extrema em que um sistema ou membro estrutural sofre colapso, por exemplo, ruptura da frente de escavação de um túnel. Por outro lado, o ELS corresponde a uma situação tipicamente menos severa do que o ELU, mas na qual a funcionalidade do sistema ou membro estrutural se vê comprometida, por exemplo, recalque de estruturas em superfície produto da escavação de um túnel. Ainda, o ELS pode ser discriminado em ELS reversível e ELS irreversível (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY, 2001).

No caso indesejado em que o desempenho de uma estrutura ultrapasse qualquer um dos limites supracitados, podemos dizer que a estrutura está em ruína ou falha. O termo falha é utilizado comumente na área de engenharia de estruturas para indicar a excedência do estado

limite, mas na área de engenharia geotécnica os termos ruína ou excedência são preferidos para evitar a confusão com o termo falha correspondente a uma feição geológica do mesmo nome. Com intuito de ser consistente com o padrão internacional, a probabilidade de ultrapassar o estado limite é conhecida como Probabilidade de Falha. Na literatura geotécnica são comumente encontrados os termos de probabilidade de falha, probabilidade de ruína e probabilidade de excedência; os quais devem ser entendidos como termos equivalentes. Verifica-se na literatura que o termo risco, em algumas referências, tem o mesmo significado que a probabilidade de falha, o que é incorreto. Isto porque, segundo a recente definição da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ISSMGE (INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 2004), o risco é definido como uma medida (em probabilidade) das consequências da ultrapassagem do estado limite.

As variáveis aleatórias, VA, que representam os parâmetros randômicos ou incertos do problema são agrupados e representados pelo vetor de variáveis aleatórias $\mathbf{X} = [X_1; X_2; \dots; X_n]$. Além destas variáveis, podemos reconhecer outro tipo de variáveis controláveis, a certo ponto, dentro de um projeto, tais como a espessura do revestimento de concreto projetado de um túnel ou outras. Este último tipo de variáveis é agrupado no vetor de variáveis de projeto, $\mathbf{d} = [d_1; d_2; \dots; d_n]$. Um comportamento ou desempenho específico necessário para avaliar um estado limite de uma estrutura pode ser equacionado e a representação matemática deste comportamento é conhecida como a função de performance, $g(\mathbf{X}; \mathbf{d})$. Tipicamente, a função de performance é equacionada de tal maneira que, quando esta adota um valor nulo, $g(\mathbf{X}; \mathbf{d}) = 0$, divide o espaço amostral, Ω , nos domínios de segurança e de falha:

$$\begin{aligned}\Omega_s &= \{\mathbf{X} \mid g(\mathbf{X}; \mathbf{d}) > 0\} && \text{domínio de segurança} \\ \Omega_f &= \{\mathbf{X} \mid g(\mathbf{X}; \mathbf{d}) \leq 0\} && \text{domínio de falha}\end{aligned}\tag{2.1}$$

O lugar geométrico da equação $g(\mathbf{X}) = 0$ é conhecido como a superfície de estado limite, LSS (*Limit State Surface*).

Cada estado limite estudado é chamado de modo de falha. Assim, um sistema ou membro estrutural pode apresentar mais do que um modo de falha. Consequentemente, uma estrutura deste tipo apresentará mais do que uma função de performance.

2.3 Problema fundamental da confiabilidade estrutural

A quantificação da probabilidade da ocorrência do evento indesejável da ultrapassagem de um estado limite é definida como a probabilidade de falha, P_f , do membro estrutural. Esta pode ser obtida como,

$$P_f = P[\mathbf{X} \in \Omega_f] = P[g(\mathbf{X}; \mathbf{d}) \leq 0] \quad (2.2)$$

Se a função de densidade de probabilidade conjunta das VA, $f_{\mathbf{X}}(x)$, é conhecida, a probabilidade de falha pode ser quantificada como,

$$P_f = \int_{\Omega_f} f_{\mathbf{X}}(x) dx \quad (2.3)$$

Esta integral é, de maneira geral, de difícil obtenção ou em alguns casos impossível de ser obtida. Por isto surgiram métodos de aproximação da probabilidade de falha. Alguns métodos como o FOSM (Primeira Ordem Segundo Momento – *First Order Second Moment*) usam uma pequena quantidade da informação das VA. Outros métodos empregam a informação completa, ou seja, distribuição, parâmetros e correlações, por exemplo, os métodos de confiabilidade de primeira e segunda ordem (*First Order Reliability Method*, FORM, e *Second Order Reliability Method*, SORM), a simulação de Monte Carlo, etc. Estes métodos de estimativas são detalhados no item 2.5.

Antes de prosseguir, considera-se importante destacar alguns conceitos considerados fundamentais para o entendimento das análises de confiabilidade e risco, conforme segue.

2.4 Conceitos básicos de confiabilidade e risco

Confiabilidade: O termo “confiabilidade” é comumente definido como sendo o complemento da probabilidade de ruína; todavia mais apropriadamente, confiabilidade é a probabilidade de segurança (ou de desempenho adequado) de uma estrutura dentro de um período de tempo especificado (MELCHERS, 2002). Segundo Beck (2011b), a confiabilidade pode ser interpretada como o grau de confiança (probabilidade subjetiva) de que um sistema

não falhe dentro de um período de tempo especificado, respeitadas as condições de operação (de projeto) do mesmo.

Espaço de Projeto, $\mathbb{X}$: Considerando que as n variáveis aleatórias de um problema são agrupadas no vetor multidimensional $\mathbf{X}$, o Espaço de Projeto, $\mathbb{X}$, é o espaço vetorial com corpo $\mathbf{X}$ e base canônica de dimensão n . O domínio de cada componente do espaço é o mesmo da variável aleatória correspondente. Por exemplo, para variáveis lognormais, o domínio é o conjunto dos números reais positivos.

Espaço Normal Padrão ou Gaussiano, $\mathbb{Y}$: Este espaço é produto de uma transformação aplicada ao Espaço de Projeto com o intuito de que neste novo espaço as variáveis aleatórias possuam distribuições normais padrão, ou seja, média nula e desvio padrão unitário; e não correlacionadas. Este espaço é muito importante no campo da confiabilidade estrutural, pois nele se realizam a maioria das aproximações devido à sua propriedade de independência das distribuições marginais. O domínio deste espaço é o conjunto dos números reais $\mathbb{R}^n$.

Espaço Normal Correlacionado, $\mathbb{Z}$: Este espaço pode ser considerado como um espaço intermediário entre os espaços Gaussiano e de Projeto. Neste espaço, as variáveis aleatórias são Gaussianas, mas apresentam correlação.

Ponto de Projeto, DP: Um vetor de variáveis aleatórias é um ponto nos espaços de projeto e Gaussiano. O ponto de projeto, DP, é o ponto mais provável que produz falha na estrutura. O DP está contido na LSS. No espaço Gaussiano, o hiperplano tangente à LSS no DP é perpendicular ao vetor posição do DP. De maneira usual, o ponto de projeto é representado como x^* e y^* , nos espaço de projeto e Gaussiano, respectivamente.

Índice de confiabilidade, β : Hasofer e Lind (1974) definem como índice de confiabilidade, β , a menor distância euclidiana entre a origem do Espaço Gaussiano e a LSS. Devido à definição prévia do DP, a medida do índice de confiabilidade é o módulo do vetor posição do DP no espaço Gaussiano. Por outro lado, Low e Tang (1997) apresentaram uma interpretação alternativa do índice de Hasofer e Lind baseada na perspectiva de um elipsoide expandido no espaço de projeto sem qualquer rotação ou transformação. Na perspectiva de um elipsoide expandido, o ponto que minimiza o fator de expansão do elipsoide unitário e que pertence ao domínio de falha é o DP no espaço de projeto. Um elipsoide unitário pode ser

entendido como uma hipersuperfície de isodensidade de probabilidade igual à PDF na mediana subtraindo um desvio padrão. A Figura 2.1 apresenta um esquema do conceito de índice de confiabilidade, segundo Low e Tang (1997), na perspectiva da expansão do elipsoide unitário.

Figura 2.1. Representação do conceito do índice de confiabilidade segundo Low e Tang (1997).

Esta última definição é equivalente à definição de Hasofer e Lind se for considerado que existe uma elipsoide unitária no espaço Gaussiano. Neste espaço, a elipsoide unitária é uma esfera unitária. Inclusive, a esfera expandida é tangente à LSS no DP e o fator de expansão coincide com o raio da esfera expandida e o módulo do vetor posição do DP.

2.5 Métodos de Estimativa da Confiabilidade

2.5.1 Simulação de Monte Carlo (SMC)

A estimativa da probabilidade de falha através da técnica de simulação de Monte Carlo, SMC, consiste em realizar um número de avaliações suficientemente grande de tal maneira que os seus resultados sirvam para realizar uma integração numérica da equação (2.3). A SMC é considerada como uma solução assintoticamente “exata”. Matematicamente, o valor esperado da probabilidade de falha pode ser estimado como (RUBINSTEIN e KROESE, 2008),

$$P_f = \frac{1}{n_{\text{total}}} \sum_{r=1}^{n_{\text{total}}} I(r) \quad (2.4)$$

onde r é a realização avaliada, $I(r)$ é a função indicadora de falha (1 em caso de falha e 0 em segurança) e n_{total} é o número total de realizações da simulação.

A variância da estimativa é dada por,

$$\text{var}[P_f] = \frac{1}{n_{\text{total}}} P_f (1 - P_f) \quad (2.5)$$

2.5.1.1 Amostragem simples ou ordinária (AS)

O processo de amostragem se baseia no fato de que a função de densidade de probabilidade acumulada CDF de uma variável aleatória que segue qualquer distribuição de probabilidade possui uma distribuição uniforme $U(0;1)$. Assim, o processo de amostragem se baseia na geração de números aleatórios uniformemente distribuídos entre 0 e 1. A geração deste tipo de números aleatórios pode ser realizada através de geradores pseudo-aleatórios como os Geradores Congruentes Lineares (BECK, 2011b; SANTOS, 2014).

O processo de geração de uma amostra de uma única VA $\mathbf{x}$ com CDF conhecida $F_{\mathbf{x}}(x)$ pode ser realizada como: a) gerando um número aleatório u_r com distribuição uniforme entre 0 e 1; e b) aplicando a função inversa da CDF a u_r de tal maneira que $x_r = F_{\mathbf{x}}^{-1}(u_r)$ é uma amostra que decorre de uma população distribuída segundo a CDF.

Este processo de amostragem pode ser utilizado diretamente quando as VA não apresentam correlação entre elas. Para o caso em que as VA são correlacionadas o procedimento de amostragem pode ser realizado com o uso de transformações de espaço como a Transformação de Nataf³ (1962) *apud* Der Kireghian e Liu (1986). De maneira resumida, a Transformação de Nataf parcial introduz a correlação entre as VA multiplicando um vetor de VA normalmente distribuídas sem correlação, $\mathbf{y}_i$ (espaço $\mathbf{Y}$) pela matriz

³NATAF, A. Détermination des distributions des probabilités dont les marges sont données. **Comptes Rendus de l'Académie des Sciences**, v.225, p.42-43. 1962.

Jacobiana da transformação $\mathbf{Z} \rightarrow \mathbf{Y}$, $\mathbf{J}_{\mathbf{ZY}}$. O resultado da transformação parcial é um vetor de VA correlacionadas, $\mathbf{z}_i$ (espaço $\mathbf{Z}$) [eq. (2.6)].

$$\mathbf{z}_i = \mathbf{J}_{\mathbf{ZY}} \cdot \mathbf{y}_i \quad (2.6)$$

onde a matriz Jacobiana $\mathbf{J}_{\mathbf{ZY}}$ pode ser obtida por meio de uma decomposição ortogonal ou de Cholesky da matriz de correlação $\mathbf{R}_{\mathbf{Z}}$.

Posteriormente, a transformação entre os espaços $\mathbf{Z}$ e $\mathbf{X}$ pode ser realizada com o uso da distribuição equivalente como [eq. (2.7)-(2.8)],

$$\mathbf{u}_i = \Phi(\mathbf{z}_i) \quad (2.7)$$

$$\mathbf{x}_i = \mathbf{F}_{\mathbf{X}}^{-1}(\mathbf{u}_i) \quad (2.8)$$

2.5.1.2 Amostragem por Hipercubo Latino (AHL)

A amostragem por hipercubo latino se baseia na ideia de realizar uma amostragem mais homogênea do domínio das VA. Seja n o número de variáveis aleatórias a serem amostradas e n_a o número de amostras desejadas. O domínio das VA é subdividido em n_a^n células de tal maneira que o domínio de cada VA é subdividido em n_a segmentos. O método garante a existência de 1 amostra por segmento de cada domínio marginal. Dentro de cada segmento a amostragem é aleatória.

Matematicamente, segundo Olsson, Sanberg e Dahlblom (2003), pode-se gerar uma matriz $\mathbf{P}_{(n_a \times n)}$ na qual cada coluna é uma permutação aleatória dos inteiros de $1; \dots; n_a$. Outra matriz $\mathbf{R}_{(n_a \times n)}$ de números aleatórios uniformemente distribuídos entre 0 e 1 é criada de tal maneira que,

$$\mathbf{S} = \frac{1}{n_a}(\mathbf{P} - \mathbf{R}) \quad (2.9)$$

As linhas da matriz $\mathbf{S}$ são vetores de variáveis aleatórias amostradas segundo a técnica de hipercubo latino.

Para mostrar graficamente a eficiência da técnica de amostragem por Hipercubo Latino, fizemos um processo de amostragem com as duas técnicas (AS e AHL) de 10 amostras. A Figura 2.2 mostra os resultados dos dois processos de amostragem (esquerda AS e direita AHL). Podemos observar aqui que a amostragem AS apresenta segmentos das VA onde não se registraram amostras, por exemplo, para X_2 entre 0,8 e 1,0 e para X_1 entre 0,6 e 0,7. Por outro lado, a amostragem por AHL apresentou amostras em todos os segmentos das VA marginalmente.

Figura 2.2. Comparação visual entre amostragens simples e por hipercubo latino.

Desta maneira, podemos verificar que o processo de amostragem por Hipercubo Latino cobre de maneira mais homogênea o domínio das VA ou espaço amostral. Adicionalmente, Santos (2014) observou de maneira geral que a SMC com AHL precisa de menos amostras para chegar a resultados similares aos obtidos com SMC com AS. Isto representa maior eficiência em termos de tempo computacional.

2.5.2 Métodos de confiabilidade – aproximação do domínio de falha

Com o intuito de reduzir o gasto computacional na realização de integração numérica ou simulação de Monte Carlo, alguns métodos de aproximação foram desenvolvidos. Os métodos de aproximação se baseiam na existência do ponto de projeto e nas propriedades deste, como ortogonalidade e máxima densidade de frequência de probabilidade. Assim, um método de aproximação consiste essencialmente em: 1) encontrar o ponto de projeto; e 2) realizar uma aproximação da probabilidade de falha sobre o ponto de projeto. A estimativa da

probabilidade de falha é feita realizando uma aproximação da LSS no ponto de projeto. Se a aproximação da LSS for feita através de uso de uma hipersuperfície linear o método adota o nome de FORM (*'First Order Reliability Method'*). Caso a aproximação seja feita com uma hipersuperfície quadrática o método adota o nome de SORM (*'Second Order Reliability Method'*) (PHOON, 2008). Estas aproximações são tipicamente realizadas no espaço Gaussiano. A Figura 2.3 mostra uma representação bidimensional das aproximações FORM e SORM da probabilidade de falha no espaço Gaussiano.

A seguir os métodos de aproximação FORM e SORM são detalhados.

Figura 2.3. Aproximações de primeira e segunda ordem, FORM e SORM.

2.5.2.1 Método de confiabilidade de primeira ordem (FORM)

O método de confiabilidade mais utilizado é o de primeira ordem, FORM. Ele consiste em realizar a busca do ponto de projeto DP e fazer uma aproximação linear da probabilidade de falha no entorno do ponto de projeto. Devido à propriedade de máxima densidade de probabilidade do DP, e sabendo que o índice de confiabilidade é o módulo do vetor posição do DP, este pode ser encontrado no espaço Gaussiano resolvendo o seguinte problema de otimização,

$$\begin{aligned}
&\text{encontrar:} && y^* \\
&\text{que minimiza:} && \beta = \sqrt{y^T \cdot y} \\
&\text{sujeito a:} && g(y) = 0
\end{aligned} \tag{2.10}$$

Este problema pode ser resolvido utilizando o algoritmo de otimização de Hasofer-Lind (HASOFER e LIND, 1974), Rackwitz-Fiessler (RACKWITZ e FIESSLER, 1978), HLRF ou o algoritmo HLRF melhorado, iHLRF (LIU e DER KIUREGHIAN, 1986). Alternativamente, qualquer outro método de otimização pode ser utilizado para esta tarefa.

Uma vez conhecido o ponto de projeto, através dele, a P_f é estimada aproximando a LSS com um hiperplano perpendicular ao vetor y^* . Este hiperplano tem a propriedade de ser tangente à LSS no y^* . Devido à propriedade de normalidade e independência das probabilidades marginais do espaço $\mathbf{Y}$, a aproximação linear da P_f pode ser considerada numericamente como,

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{2.11}$$

onde $\Phi(\cdot)$ é a função de densidade acumulada CDF da distribuição normal padrão.

Algoritmo Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler HLRF

No algoritmo HLRF, o ponto de projeto é encontrado através de uma busca iterativa. Para isto, é utilizada uma expansão da equação de estado limite em série de Taylor truncada para a primeira ordem ao redor de um ponto candidato a ser ponto de projeto, y_k .

$$g(y_{k+1}) = g(y_k) + \nabla g(y_k)^T \cdot (y_{k+1} - y_k) = 0 \tag{2.12}$$

onde $\nabla g(y_k)$ é o gradiente da função de performance avaliado no ponto da k-ésima iteração, y_k . Após um manuseio algébrico, a equação (2.12) é levemente modificada para permitir o processo iterativo. Assim, a equação (2.12) pode ser reescrita da seguinte maneira,

$$y_{k+1} = -\mathbf{a}_k \left[\beta_k + \frac{g(y_k)}{\|\nabla g(y_k)\|} \right] \tag{2.13}$$

onde $\mathbf{a}_k$ é o vetor de cossenos diretores do gradiente da função de performance em y_k , ou seja,

$$\mathbf{a}_k = \frac{\nabla g(y_k)}{\|\nabla g(y_k)\|} \quad (2.14)$$

O algoritmo HLRF é o mais utilizado em confiabilidade estrutural para realizar a busca do ponto de projeto. No entanto, o método não garante nem a convergência da solução, nem que o ponto encontrado forneça o mínimo valor do índice de confiabilidade. Assim, o método pode ser melhorado.

Algoritmo HLRF melhorado, iHLRF

O algoritmo HLRF melhorado, iHLRF (*improved HLRF*), corrige as limitações do HLRF mencionadas acima através da aplicação de um fator de ajuste do tamanho do passo durante cada iteração. Este ajuste depende da direção de busca e da otimização do tamanho do passo. A direção de busca é,

$$\mathbf{d}_k = y_{k+1} - y_k = \frac{\nabla g(y_k)^T \cdot y_k - g(y_k)}{\|\nabla g(y_k)\|^2} \cdot \nabla g(y_k) - y_k \quad (2.15)$$

Assim, o algoritmo iHLRF pode ser expresso como,

$$y_{k+1} = y_k + \chi_k \mathbf{d}_k \quad (2.16)$$

Sendo que para o algoritmo HLRF, o novo ponto de projeto é calculado com passo unitário, $\chi_k = 1$. Por outro lado, no algoritmo iHLRF a ideia principal é encontrar a escala ótima para o passo da iteração. De maneira típica, utilizou-se nesta pesquisa a regra de Armijo (LUENBERGER, 2003) com a função de mérito proposta por Liu e Kiureghian (1986).

Solver do Microsoft Excel

Low e Tang (1997) apresentaram um método eficiente para realizar a estimativa de primeira ordem da probabilidade de falha onde utilizaram o exemplo de uma viga de aço. Para realizar a busca do ponto de projeto, Low e Tang utilizaram a ferramenta *Solver* do pacote de software Microsoft Excel (1997). Esta ferramenta é um otimizador de uso geral que pode usar os métodos de Gradação Reduzida Generalizada (GRG) Não Linear, Programação Linear LP Simplex ou Evolucionário.

2.5.2.2 Método de confiabilidade de segunda ordem (SORM)

O método de confiabilidade de segunda ordem, SORM, é essencialmente igual ao FORM até a estimativa do ponto de projeto. Daí em diante se diferencia do FORM apenas na maneira pela qual se aproxima a probabilidade de falha. Vale a pena lembrar que no FORM a LSS é aproximada usando um hiperplano no espaço normal padrão. No SORM, ao invés de usar um plano, usa-se uma hipersuperfície quadrática para realizar a aproximação da LSS.

A aproximação de LSS realizada com uma hipersuperfície quadrática, $\tilde{g}(\cdot)$, é dada por uma expansão em série de Taylor de segunda ordem no ponto de projeto no espaço Gaussiano $\mathbf{y}^*$ como,

$$\tilde{g}(\mathbf{y}) \approx \beta + \boldsymbol{\alpha}^T \mathbf{y} + \frac{1}{2} (\mathbf{y} - \mathbf{y}^*)^T \mathbf{B} (\mathbf{y} - \mathbf{y}^*) \quad (2.17)$$

onde $\boldsymbol{\alpha}$ é o gradiente da LSS no DP, $\mathbf{B}$ a matriz Hessiana da função de performance no DP.

Os métodos de aproximação da probabilidade com base em hipersuperfícies quadráticas se baseiam na curvatura principal da hipersuperfície no ponto do projeto. Isso pode ser resolvido através de transformações ortogonais. Primeiro, seleciona-se uma matriz inicial $\mathbf{F}$,

$$\mathbf{F}^T = \begin{bmatrix} -\frac{\partial g(\mathbf{y}^*)/\partial y_1}{\nabla \tilde{g}(\mathbf{y}^*)} & \frac{\partial g(\mathbf{y}^*)/\partial y_2}{\nabla \tilde{g}(\mathbf{y}^*)} & \cdots & \frac{\partial g(\mathbf{y}^*)/\partial y_n}{\nabla \tilde{g}(\mathbf{y}^*)} \\ 0 & 1 & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & \cdots & 1 \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

Depois, o algoritmo de Gram-Schmidt pode ser usado para ortogonalizar a matriz (2.18) para obter uma matriz ortogonal $\mathbf{H}_0$ definida como,

$$\mathbf{H}_0 = [\boldsymbol{\gamma}_1^T \quad \boldsymbol{\gamma}_2^T \quad \cdots \quad \boldsymbol{\gamma}_n^T] \quad (2.19)$$

Para satisfazer que a i -ésima linha de $\mathbf{H}_0$ seja $-\frac{\nabla \tilde{g}(\mathbf{y}^*)}{\nabla \tilde{g}(\mathbf{y}^*)}$, a primeira coluna da matriz ortogonal acima deve ser movida para a última coluna e depois a matriz deve ser transposta. Esta matriz rearranjada é também uma matriz ortogonal $\mathbf{H}$, dada por,

$$\mathbf{H} = \begin{bmatrix} \gamma_2^T & \gamma_3^T & \dots & \gamma_n^T & \gamma_1^T \end{bmatrix}^T \quad (2.20)$$

Por último a matriz de primeira ordem de $\mathbf{HBT}^T$ deve ser diagonalizada em uma matriz $\overline{\mathbf{HBT}^T}$ e assim a principal curvatura k_j da hipersuperfície no ponto de projeto será igual aos elementos da diagonal desta matriz.

$$k_j = \left[\overline{\mathbf{HBT}^T} \right]_{jj} ; \quad j = 1, 2, 3, \dots, n-1 \quad (2.21)$$

Fisicamente, as transformações ortogonais feitas acima são rotações do sistema de coordenadas do espaço Gaussiano para um sistema de coordenadas local $\mathbf{U}$ em que o eixo da hipersuperfície u_n coincide com o vetor ponto de projeto DP. Matematicamente, o procedimento de diagonalização da matriz é exatamente um problema de valor próprio.

Vários autores sugerem fórmulas para aproximar equações de estado limite não lineares com base nas curvaturas principais da hipersuperfície quadrática. Entre eles encontramos os métodos propostos por Breitung(1984), Tvedt (1983), Koyluoglu e Nielsen (1994), Cai e Elishakoff (1994) e Zha e Ono (1999), como os mais utilizados.

2.5.2.3 Método de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM)

O método de aproximação de Primeira Ordem e Segundo Momento, FOSM (*'First Order Second Moment'*) considera que a LSS pode ser aproximada por um hiperplano, de maneira similar ao FORM. No entanto, o FOSM considera apenas os primeiros dois momentos das variáveis aleatórias. Isto é equivalente a considerar que as variáveis aleatórias são normalmente distribuídas. Esta última é uma hipótese típica em projetos onde a quantidade de informação é restrita.

O método de solução do FOSM é o mesmo daquele utilizado no método FORM (solução iterativa). Contudo, na literatura geotécnica o nome FOSM tem sido utilizado de maneira equivocada para denotar o método de aproximação de Primeira Ordem no Valor Médio, FOMV (*'First Order Mean Value'*). Em outras palavras, o método FOMV corresponde à primeira iteração do FOSM. No método FOMV o índice de confiabilidade pode ser aproximado como,

$$\beta_{\text{FOMV}} = \frac{E[g(\mathbf{X})]}{\sqrt{\text{var}[g(\mathbf{X})]}} \quad (2.22)$$

onde $E[\]$ é o operador esperança matemática.

Este último método (FOMV) apresenta um grave problema no quesito da invariância da LSS, motivo pelo qual não deve ser utilizado em problemas onde não pode ser garantido que a LSS seja linear (veja BECK, 2011b).

2.5.3 Métodos de Superfície de Resposta (RSM)

Os métodos de superfície de resposta RSM (*Response Surface Method*) fazem parte do grupo dos metamodelos ou modelos simplificados (*Meta-models* ou *Surrogate Models*) que servem para representar de maneira “simplificada” a(s) resposta(s) de um modelo complexo. A grande vantagem deste tipo de modelo é evidenciada quando se trata de modelos complexos de alto custo computacional; como é o caso dos modelos numéricos na engenharia geotécnica. A ideia de utilizar superfícies de resposta, SR, é aliviar a carga computacional demandada por modelos complexos através da aproximação do seu comportamento com modelos analíticos simples como polinômios que posteriormente podem ser utilizados para realizar a estimativa da probabilidade de falha de maneira mais rápida. O RSM com superfícies polinomiais, quadráticas e lineares, tem sido aplicado na literatura geotécnica em algumas situações (LU; SUN e LOW, 2011; MOLLON; DIAS e SOUBRA, 2009a; ZHANG e GOH, 2012).

2.5.3.1 RSM polinomial

Tipicamente, polinômios quadráticos ou de segunda ordem têm sido utilizados como metamodelos em confiabilidade estrutural. O intuito do uso do RSM é o de aproximar a resposta da função de performance através do uso de uma superfície de resposta com um funcional polinomial quadrático com termos cruzados, $\tilde{g}(y)$. O formato de um polinômio quadrático com termos cruzados no espaço Gaussiano é,

$$\tilde{g}(\mathbf{y}) \approx g(\mathbf{y}) = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i y_i + \sum_{i=1}^n a_{i+n} y_i^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{i>j}^n a_{ij} y_i y_j = \mathbf{V}^T(\mathbf{y}) \cdot \mathbf{a} \quad (2.23)$$

onde y_i são as variáveis aleatórias no espaço Gaussiano e n é o número de variáveis aleatórias. Os coeficientes da superfície de resposta, $\mathbf{a} = [a_0; a_i; a_{ii}; a_{ij}]^T$, são determinados utilizando pontos amostrais. O vetor $\mathbf{V}(\mathbf{y})$ é definido como $\mathbf{V}^T(\mathbf{y}) = [1; y_i; y_i^2; y_i y_j]$, e $g(\mathbf{y})$ é a resposta do modelo complexo a ser aproximado ou função implícita.

Devido ao formato da superfície de resposta, são necessárias minimamente $(n+1)(n+2)/2$ chamadas ou avaliações da função implícita. Os pontos que servem para alimentar a superfície de resposta são escolhidos ao redor de um ponto central, por exemplo, a média no espaço de projeto. Como no espaço Gaussiano as VA são normais $N(0;1)$, os pontos de amostragem são escolhidos como $y_i^\pm = y_i \pm k$, em que k é um fator de variação da amostragem, que é usualmente unitário.

A superfície de resposta tal como formulada acima tem representatividade limitada à região próxima ao ponto central (da ordem de k). Uma superfície de resposta construída com $k=3$ teoricamente cobre uma região com probabilidade da ordem de 99,73% do espaço amostral. No entanto, isto não garante a representatividade do método tal como observado por Rajashekhar e Ellingwood (1993). Eles sugeriram o uso iterativo de superfícies de resposta em busca do ponto de projeto. Esta questão também é abordada por Leonel *et al.* (2011).

2.5.3.2 Acoplamento direto (DC)

Como um processo de busca iterativo usando superfícies quadráticas pode ser muito demandante em termos computacionais, a estimativa de gradientes da função de performance torna-se atrativa devido ao gasto computacional ser menor do que construir superfícies quadráticas. Assim, o acoplamento direto (SUDRET e DER KIUREGHIAN, 2000) consiste em utilizar respostas discretas da função de performance para estimar o gradiente da mesma através de diferenças finitas. O esquema de diferenças finitas utilizado é comumente central ou progressivo; sendo que o gasto computacional é de $2n+1$ ou $n+1$ chamadas da resposta, respectivamente. O esquema progressivo foi utilizado com sucesso por Leonel *et al.* (2011) em um problema de mecânica da fratura.

O acoplamento direto, DC (*'Direct Coupling'*), consiste em aproveitar as respostas de um modelo numérico ou analítico para usá-las como uma função implícita. Esta função implícita pode ser usada para realizar a busca do ponto de projeto, seja utilizando um

algoritmo de otimização como HLRF (Hasofer-Lind-Rackwitz-Fiessler), iHLRF (HLRF melhorado), ou qualquer outro. O gradiente da resposta pode ser aproximado no espaço $\mathbb{X}$ e posteriormente transformado para o espaço $\mathbb{Y}$. Alternativamente, as perturbações podem ser realizadas no espaço $\mathbb{Y}$ diretamente. Este processo é repetido iterativamente até satisfazer os requisitos de tolerância.

No HLRF ou no iHLRF é necessário utilizar o gradiente da função de performance, $\nabla g(\cdot)$, para realizar a busca iterativa do DP. No espaço $\mathbb{Y}$, o gradiente pode ser estimado como,

$$\nabla g(\mathbf{Y}) = \left(\frac{\partial g}{\partial \mathbf{y}_1}, \frac{\partial g}{\partial \mathbf{y}_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial \mathbf{y}_{n-1}}, \frac{\partial g}{\partial \mathbf{y}_n} \right) \quad (2.24)$$

Cada componente de $\nabla g(\cdot)$ é aproximada utilizando as respostas do modelo numérico através de diferenças finitas progressivas, regressivas ou centrais. No nosso caso, utilizamos as diferenças finitas progressivas. Este tipo de aproximação é realizado da seguinte maneira,

$$\frac{\partial g}{\partial \mathbf{y}_i} \approx \frac{g(\mathbf{y}_1, \mathbf{y}_2, \dots, \mathbf{y}_i + h_i, \dots, \mathbf{y}_n) - g(\mathbf{y}_1, \mathbf{y}_2, \dots, \mathbf{y}_i, \dots, \mathbf{y}_n)}{h_i} \quad (2.25)$$

onde h_i é o tamanho do passo ou incremento.

No espaço $\mathbb{X}$, o tamanho do passo adota a forma,

$$h_x = h_i \sigma \quad (2.26)$$

O pacote de *software* de confiabilidade StRAnD 1.07 (BECK, 2011a) usa o acoplamento direto para estimar gradientes a partir de respostas discretas. Este código considera um tamanho de passo inicial igual ao da equação (2.26) e atualiza o tamanho do passo a cada nova iteração como sendo uma fração, f_{passo} , do tamanho do passo anterior.

$$h_k = f_{passo} |y_{k+1} - y_k| \quad (2.27)$$

A escolha do valor de f_{passo} , e consequentemente h_k , deve ser tal que não gere instabilidade nas aproximações; se h_k for muito pequeno a aproximação pode inclusive

atingir o valor de zero, e se h_k for muito grande, a aproximação apresentaria um erro muito grande. O tamanho ótimo de h_k pode ser encontrado ao minimizar a função de erro total da aproximação. Esta função contém os erros de diferenciação e o numérico (GILL; MURRAY e WRIGHT, 1981; SCOLNIK e GAMBINI, 2002).

Cada estimativa progressiva do gradiente precisa de $n+1$ medidas de resposta da função implícita. Assim, são necessárias $m(n+1)+1$ chamadas para realizar a aproximação de um DP, sendo m o número de iterações necessárias para satisfazer a tolerância especificada. Contudo, em termos de custo computacional, o método de acoplamento direto tem-se mostrado mais eficiente do que uso de superfícies de resposta adaptativas (LEONEL; BECK e VENTURINI, 2011).

2.6 Confiabilidade de sistemas

Até este ponto vimos como estimar a probabilidade de um modo de falha de um membro estrutural de maneira isolada. Usualmente, um membro estrutural pode apresentar mais do que um único modo de falha existindo concomitantemente. Assim, o membro estrutural pode ser visto como um sistema onde podem coexistir vários componentes interconectados ou interdependentes de tal maneira que sua probabilidade de falha depende das probabilidades de seus componentes (SONG e DER KIUREGHIAN, 2003). Com isto, precisamos entender como as probabilidades de cada modo de falha são empregadas para estimar a probabilidade de falha do membro estrutural tratado como um sistema estrutural.

Na literatura podemos encontrar técnicas para aproximar os limites da probabilidade de falha do sistema estrutural como os limites unimodais ou monocomponentes [Boole (1854)⁴ *apud* Song e Kiureghian (2003)], bimodais ou bicomponentes (DITLEVSEN, 1979; HUNTER, 1976; KOUNIAS, 1968), de ordem superior, tri e quadricomponente, (ZHANG, 1993) e recentemente os limites multimodais de programação linear, PL (SONG e DER KIUREGHIAN, 2003).

2.6.1 Limites unimodais

Em confiabilidade estrutural, os sistemas podem ser decompostos em subsistemas compreendendo duas categorias de associações elementares: componentes associados em

⁴Boole, G. **Laws of thought**. American Reprint of 1854 ed. Dover, New York, 1854

paralelo e em série. O sistema dos componentes associados em paralelo é aquele em que a falha do sistema só ocorre quando todos os seus componentes falham (Figura 2.4).

Figura 2.4. Representação de sistema com componentes em paralelo.

A probabilidade de falha do sistema em paralelo é dada pela intersecção dos n_{mf} eventos de falhas individuais do sistema:

$$P_f = P[F] = P\left[\bigcap_{i=1}^{n_{mf}} E_i\right] \quad (2.28)$$

onde E_i corresponde à falha do i-ésimo componente.

O sistema dos componentes associados em série é aquele em que a falha de um componente representa a falha de todo o sistema (Figura 2.5).

Figura 2.5. Representação de sistema com componentes em série.

A probabilidade de falha deste tipo de sistema pode ser representada pela união dos eventos de falha individuais do sistema. Na avaliação da probabilidade de falha desse tipo de sistema deve-se considerar se existe dependência entre os componentes E_i . Assim, a probabilidade de falha é limitada por:

$$\max P[E_i] \leq P_f \leq 1 - \prod_{i=1}^{n_{mf}} \{1 - P[E_i]\} \quad (2.29)$$

Para probabilidades $P[E_i]$ pequenas, o limite superior pode ser aproximado por:

$$\max P[E_i] \leq P_f \leq \sum_{i=1}^{n_{mf}} P[E_i] \quad (2.30)$$

2.6.2 Limites multimodais

Dentre os métodos de estimativa dos limites da probabilidade de sistemas, o método de Song e Der Kiureghian (2003) se apresenta como o mais abrangente uma vez que consegue estimar de maneira direta qualquer tipo de sistema (não necessariamente em série ou paralelo) através do uso da programação linear. Adicionalmente, o método dos limites de PL garante que os limites da probabilidade representam o intervalo mais estreito possível para a informação fornecida das probabilidades individuais ou conjuntas. A estimativa dos limites da probabilidade de falha do sistema apresenta um intervalo mais estreito na medida em que mais interações entre os modos de falha são consideradas. Para considerar a interação entre dois ou mais modos de falha é necessário conhecer as correlações entre estes. Tipicamente, o grau de correlação estudado em engenharia se limita ao segundo, ou seja, correlação um a um.

O método de Song e Der Kiureghian consiste em compor o domínio de falha de um sistema complexo a partir de $2^{n_{mf}}$ subdomínios p_i (desconhecidos) constituídos pela combinação da intersecção dos subdomínios de falha de cada modo e seus complementos. Matematicamente, a probabilidade da intersecção dos modos de falha é,

$$P_{12...m} = P\left(\bigcap_{i=1}^m E_i\right) = \Phi_m(u_1; u_2; \dots; u_m; \mathbf{R}_f) \quad (2.31)$$

onde m é o número de componentes utilizadas na estimativa da probabilidade, $\Phi_m(\cdot)$ é a CDF normal multidimensional m-variada e $\mathbf{R}_f$ é a matriz de correlação dos modos de falha.

A estimativa dos limites da probabilidade de falha do sistema consiste em encontrar os valores dos subdomínios p_i que minimizam (inferior) ou maximizam (superior) a probabilidade de falha do sistema. Matematicamente, o problema de otimização pode ser definido como,

$$\begin{aligned}
& \text{minimizar (maximizar)} && \mathbf{c}^T \mathbf{p} \\
& \text{sujeito a} && \mathbf{a}_1 \mathbf{p} = \mathbf{b}_1 \\
& && \mathbf{a}_2 \mathbf{p} \geq \mathbf{b}_2
\end{aligned} \tag{2.32}$$

onde $\mathbf{p} = [p_1; p_2; \dots; p_{n_{sd}}]^T$ é o vetor dos n_{sd} subdomínios, $\mathbf{c}$ é o vetor de coeficientes que descreve o tipo de sistema, e os vetores $\mathbf{a}_1$, $\mathbf{b}_1$, $\mathbf{a}_2$ e $\mathbf{b}_2$ são os vetores de restrições compostos pelos limites multicomponentes.

2.6.2.1 Correlação entre modos de falha

A correlação entre dois modos de ruptura é aproximada tipicamente através de aproximações lineares nos pontos de projeto. Assim, a matriz de correlação, $\mathbf{R}_f$, fica definida matematicamente como,

$$[\mathbf{R}_f]_{ij} = \alpha_i^T \alpha_j \tag{2.33}$$

onde α_i e α_j são os vetores de sensibilidade do i-ésimo e j-ésimo modo de ruptura.

O vetor de sensibilidade, α_i , é o arranjo dos cossenos diretores do hiperplano tangente à equação de estado limite do modo de ruptura, $g(\mathbf{X}) = 0$, no ponto de projeto no espaço padrão, y_i^* . Matematicamente,

$$\alpha_i = \frac{\nabla g_i(y_i^*)}{\|\nabla g_i(y_i^*)\|} \tag{2.34}$$

onde o vetor gradiente,

$$\nabla g_i(\mathbf{Y}) = \left\{ \frac{\partial g_i}{\partial y_1}, \frac{\partial g_i}{\partial y_2}, \dots, \frac{\partial g_i}{\partial y_n} \right\}^T \tag{2.35}$$

O ponto de projeto y_i^* é o ponto sobre a equação de estado limite “i” mais próximo da origem do espaço $\mathbf{Y}$. Neste ponto, o gradiente da equação de estado limite se projeta sobre a origem, de forma que,

$$y_i^* = -\alpha_i \beta_i \tag{2.36}$$

onde β é o índice de confiabilidade de i-éssimo modo de ruptura.

2.7 Índice de confiabilidade alvo (β_T)

Faber e Sørensen (2003) comentam que a estimativa da confiabilidade de uma estrutura, quando realizada com base em modelos probabilísticos específicos para cargas e resistências, pode ter um grau limitado de aproximação com a confiabilidade real da estrutura. Este é o caso quando os modelos probabilísticos em que se baseiam as análises têm um forte conteúdo subjetivo. Consequentemente, a confiabilidade estimada somente pode ser interpretada de maneira qualitativa, ou seja, apenas com fins de comparação. Neste caso, não pode ser avaliada diretamente se a confiabilidade estimada é alta ou baixa sem antes estabelecer um ponto de referência formal. Este ponto de referência formal pode ser estabelecido definindo o que é uma prática ótima ou a melhor prática. A ideia detrás da “prática ótima” é que se a estrutura foi projetada seguindo uma “prática ótima” então a confiabilidade será ótima também. A determinação da “prática ótima” pode ser realizada de diferentes maneiras. A mais simples é utilizar os códigos, normas ou recomendações existentes para o projeto e identificar a “prática ótima”. Caso contrário, a “prática ótima” pode ser determinada através da avaliação de um conjunto de especialistas no tópico de projeto específico.

Quando a modelagem probabilística não se baseia em avaliações subjetivas, a abordagem mais adequada seria a de estimar a “prática ótima” através da teoria da decisão em relação à economia do projeto, ou seja, otimizar o custo do projeto; que não é o mesmo que minimizar o custo inicial deste. No caso do projeto e construção de túneis, mesmo que a modelagem seja completamente objetiva, existe uma grande subjetividade na definição da “prática ótima”. Como exemplo disto, temos as classificações geomecânicas como auxílio no dimensionamento das estruturas de suporte para túneis. As classificações geomecânicas incorporam a experiência de diversos projetistas através de regressões e retroanálises realizadas sobre casos e projetos reais.

Na literatura especializada podem-se encontrar estimativas dos índices de confiabilidade alvo, β_T , para diversas condições gerais de projeto, magnitude de dano admissível e/ou perdas esperadas. Por exemplo, o Comitê Conjunto sobre Segurança Estrutural, JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY, 2001) propõe índices de confiabilidade alvo para estado limite último, ELU, e suas respectivas probabilidades de falhas de acordo com a classe das consequências ou perdas associadas (Tabela 2.1). A classe das consequências

associadas à falha tem base no índice ρ que é a razão entre o custo total (que corresponde à soma do custo de construção e o custo de falha) e o custo de construção. O custo de falha é o custo decorrente do acontecimento da falha.

Tabela 2.1. Índices de confiabilidade alvo (e probabilidades associadas) propostos pelo JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY, 2001) e mostrado por Faber e Sørensen (2003) para um período de referência de um ano para estado limite último.

Custo relativo da medida de mitigação	$\beta_T(P_F)$ para consequências de falha*		
	mínimas ($\rho < 2$)	moderadas ($\rho \in [2;5]$)	elevadas ($\rho \in [5;10]$)
Alto	3,1 (10^{-3})	3,3 (5×10^{-4})	3,7 (10^{-4})
Normal	3,7 (10^{-4})	4,2 (10^{-5})	4,4 (5×10^{-6})
Pequeno	4,2 (10^{-5})	4,4 (5×10^{-6})	4,7 (10^{-6})

*quando $\rho > 10$, uma análise de risco completa é recomendada.

Para o estado limite de serviço irreversível, ELSI, são mostrados os valores propostos dos índices de confiabilidade alvo e de probabilidade associada na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Índices de confiabilidade alvo (e probabilidades associadas) propostos pelo JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY, 2001) e mostrado por Faber e Sørensen (2003) para um período de referência de um ano para estado limite de serviço irreversível.

Custo relativo da medida de mitigação	$\beta_T(P_F)$
Alto	1,3 ($\approx 10^{-1}$)
Normal	1,7 ($\approx 5 \cdot 10^{-2}$)
Pequeno	2,3 ($\approx 10^{-2}$)

Por outra parte, o Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, USACE (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1997) através do documento ETL 1110-2-547 compatibiliza sete níveis de desempenho e os correspondentes índices alvo para serem empregados na prática específica da engenharia geotécnica. No documento não foi especificado a que tipo de estado limite se aplica esta recomendação dos β_T . Presumivelmente, estes valores foram projetados para estados limites últimos já que os índices correspondentes a comportamentos desde acima da média até alto se enquadram em um intervalo coerente com os valores propostos pelo JCSS (JOINT COMMITTEE ON

STRUCTURAL SAFETY, 2001). Os valores de índice de confiabilidade alvo recomendados pelo USACE são mostrados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Índices de confiabilidade alvo (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1997).

Nível de desempenho esperado	β	Probabilidade de excedência do desempenho alvo
Alto	5	0,0000003
Bom	4	0,00003
Acima da média	3	0,001
Abaixo da média	2,5	0,006
Pobre	2,0	0,023
Insatisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

O Comitê Europeu de Normalização, CEN, estabelece os fundamentos para o projeto com base em confiabilidade e risco no EUROCODE 0 – *Basis of structural design* (COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2002). O EUROCODE 7 – *Geotechnical Design* (COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2004) correspondente ao Projeto Geotécnico foi calibrado tendo como referência probabilística o EUROCODE 0. No EUROCODE 0, os níveis de segurança conhecidos como classes de confiabilidade são classificados de acordo com o nível de perda esperado. Assim, são estabelecidos três classes de perdas:

CC1 – Baixo: perdas **baixas** em termos de perda de vidas humanas, e com perdas **pequenas ou desprezíveis** tanto econômicas, sociais ou ambientais. Por exemplo, estruturas de mínimo fluxo de pessoas como silos;

CC2 – Médio: perdas **médias** em termos de perda de vidas humanas, e com impactos econômicos, sociais ou ambientais **consideráveis**. Por exemplo, prédios residenciais ou empresariais;

CC3 - Alto: perdas **altas** em termos de perda de vidas humanas, e com impactos econômicos, sociais ou ambientais **muito grandes**. Por exemplo, estádios, hospitais, espaços públicos em geral.

As classes de confiabilidade, RC1, RC2 e RC3 estão associadas aos três níveis de perdas CC1, CC2 e CC3, respectivamente. A Tabela 2.4 apresenta os valores de índice de confiabilidade β mínimo ou alvo para cada classe de confiabilidade e períodos de referência de 1 e 50 anos. Geralmente, um projeto feito com os fatores parciais estimados para os Eurocode EN 1990 a EN 1999 conduzem a estruturas com β superiores a 3,8 para um período de referência de 50 anos. Isto inclui ao Eurocode 7 EN1997-1:2004 – *Geotechnical Design* (COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2004).

Tabela 2.4. Valores mínimos recomendados para o índice de confiabilidade β (estado limite último).

Classe de confiabilidade	Valor mínimo para β	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Os valores do índice de confiabilidade alvo β_T para membros estruturais da classe RC2 com períodos de referência de 1 e 50 anos em varias situações de projeto são mostrados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5. Índice de confiabilidade alvo β_T para membros estruturais da classe RC2.

Estado limite	Valor mínimo para β	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
Último	4,7	3,8
Fadiga		1,5 a 3,8*
Serviço	2,9	1,5

*depende do grau de inspeção, reparabilidade e dano tolerável

Como foi visto neste item, existem na literatura algumas referências em relação a índices de confiabilidade alvo para varias situações de projeto e períodos de referência. O desempenho do membro estrutural também foi compatibilizado com o índice de confiabilidade para se ter uma representação tangível sobre o mesmo. Contudo, as referências focam-se no comportamento dos elementos estruturais e não do sistema estrutural completo. Finalmente, no Brasil não se tem evidência de nenhum esforço de calibração de normas com base probabilística na área de engenharia geotécnica. Por causa disto, as normas

internacionais foram tomadas como referência para a avaliação dos resultados obtidos nesta pesquisa.

2.8 Risco Quantitativo

2.8.1 Panorama geral da análise de risco

Existem na literatura vários métodos de análise de risco em diversas subáreas da geotecnia em eventos naturais como, por exemplo, em estabilidade de taludes, inundações e terremotos, etc. e em eventos antrópicos como em projetos de barragens, sistemas estruturais, túneis e poluição e contaminação por aterros sanitários (AZEVEDO, 2002; PALMA, 2004; SILVA, 2009; SOUSA, 2010; VERZENHASSI, 2008; WESTBERG, 2010), entre outros. Estes métodos podem ser divididos, dependendo do enfoque, em objetivos ou quantitativos e subjetivos ou qualitativos sendo estes últimos questionados pelo fato de fornecer valores simplesmente indicativos dos riscos envolvidos em um evento (ALEOTTI e CHOWDHURY, 1999). Já os métodos objetivos têm como alvo fornecer valores mais próximos da realidade quanto ao risco envolvido. O argumento comumente utilizado para justificar o motivo do desenvolvimento incipiente de métodos quantitativos na prática é a complexidade e quantidade de informação requerida para as análises. A maioria dos métodos utilizados para analisar riscos é do tipo subjetivo. Estes métodos são mais usados talvez pelo fato de serem relativamente mais simples do que os quantitativos e requererem uma menor quantidade de informação de entrada.

Com o intuito de mostrar o estado da arte no referente à análise de risco em estruturas de engenharia são mostrados a seguir alguns dos métodos mais importantes encontrados na literatura. A Figura 2.6 apresenta um esquema simplificado dos métodos de avaliação de risco.

Figura 2.6. Classificação simplificada de métodos de avaliação de eventos perigosos para escorregamentos (SILVA, 2009).

Embora, a classificação mostrada na figura acima possa gerar algum incômodo em relação à especificação do método qualitativo de “Análise Geotécnica” ou à separação da classe “Análise por Redes Neurais”, é bom ressaltar que esta classificação foi realizada com base nas considerações do método. Assim o método de redes neurais não se enquadrou na classe de análises geotécnicas devido ao fato de não considerar nenhum fenômeno físico para fornecer as suas previsões de resposta e sim apenas “neurônios” ou funções matemáticas simples.

2.8.2 Métodos qualitativos

2.8.2.1 Análise geomorfológica de campo

Como o seu próprio nome sugere, este tipo de análise é realizado através da inspeção visual da região de projeto; o julgamento da potencialidade da ameaça ocorrer é inteiramente subjetivo. Esta é a prática comum neste método onde a análise de risco é realizada integralmente com base na experiência.

2.8.2.2 Combinação qualitativa de mapas

Segundo Silva (2009), este tipo de análise consiste em superpor os mapas das propriedades que contribuem para deflagrar as ameaças, segundo o especialista encarregado de julgar o fenômeno. Os parâmetros e as ameaças são discretizados e hierarquizados segundo intervalos especificados pelo analista. Posteriormente, estes valores discretos são avaliados e

o risco é estimado segundo estas classificações. Exemplo deste tipo de análise é encontrado na pesquisa realizada por Palma (2004), onde foi aplicada uma análise conhecida como Processo Hierárquico Analítico, AHP (*Analythic Hierarchic Process*) para avaliar o risco de poluição do aquífero Botucatu. Também é possível identificar este tipo de análise na avaliação de risco feita por Azevedo (2002), onde se avalia o risco envolvido na construção de um trecho do túnel da linha 4 – Amarela, da Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ.

2.8.3 Métodos quantitativos

2.8.3.1 Análise estatística

Consiste em correlacionar espacialmente a ocorrência de uma ameaça com as propriedades presentes na sua localização (SILVA, 2009). Uma vez estabelecida a função de dependência entre as características do local e a ocorrência da ameaça, esta função é utilizada para realizar a previsão da ocorrência do mesmo evento em outra região. Isto implica em supor que os mesmos parâmetros podem gerar o mesmo evento em outra localização. Este é um tipo de análise mais adequado para eventos localizados em uma mesma área geográfica para que a premissa de que são os mesmos fatores que deflagram os mesmos processos seja válida. No caso de túneis, e pensando numa metodologia geral, é quase impossível pensar em fazer uma correlação espacial já que de maneira geral obras deste tipo se encontram a grandes distancias umas das outras, com exceção de grandes sistemas de túneis em regiões de geologia homogênea.

2.8.3.2 Análise baseada em parâmetros geotécnicos

Análise determinística

Considera que os parâmetros envolvidos nos mecanismos de falha constituem uma combinação única que até pode variar com o tempo e as condições locais, mas sempre de maneira determinística. O resultado de uma análise determinística é comumente um Fator de Segurança, FS, que indica quão ‘afastado’ da ocorrência da falha se encontra o elemento analisado.

Análise probabilística.

Segundo Baecher e Christian (2003), uma abordagem probabilista auxilia no entendimento do mundo, desde que os fenômenos da natureza não podem ser completamente

entendidos pela nossa capacidade. Reconhecemos então que existe incerteza no mundo real e que temos que lidar com esta incerteza. Christian (2004) menciona que na engenharia geotécnica podemos lidar com a incerteza ignorando-a, sendo conservador, usando o método observacional (PECK, 1969) ou quantificando-a. Desta maneira, a análise quantitativa do risco é a maneira mais racional para abordar um problema prático em um mundo imperfeito.

A análise probabilística considera a variabilidade intrínseca que apresenta todo material da natureza, as incertezas das metodologias de cálculo e até dos processos construtivos, entre outros processos relacionados ao projeto e construção de um empreendimento de engenharia. O resultado de uma análise de risco quantitativa constitui-se como uma ferramenta fundamental para a obtenção de uma apólice de seguro para o empreendimento de engenharia.

A confiabilidade é um dos parâmetros fundamentais para a quantificação do risco. Esta quantificação da confiabilidade ou da probabilidade de falha envolvida em projetos de engenharia pode ser realizada através de diferentes métodos, incluindo os métodos de transformação e os de simulação, tal como descrito na seção 2.5 relativa aos métodos de estimativa da confiabilidade.

Recentemente, Sousa (2010) desenvolveu uma metodologia de avaliação de risco de túneis com base em um modelo de previsão geológica e um modelo de suporte de decisão fundamentado em Redes Bayesianas, mas que não consegue ser considerada totalmente objetiva pelo fato das probabilidades de falha serem inseridas subjetivamente a juízo do especialista avaliador. Com isso, esta interessante metodologia é deixada em uma espécie de limbo entre as metodologias objetivas e subjetivas, mas com um grande potencial de tornar-se totalmente objetiva com o melhoramento da obtenção dos dados de entrada. Existem metodologias de análise, avaliação, mitigação e gestão de risco no mundo todo, incluindo o Brasil, como parte de código de projeto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012; STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA, 1999; BRITISH TUNNELLING SOCIETY, 2003; ESKESEN *et al.*, 2004; INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2009; INTERNATIONAL TUNNELING INSURANCE GROUP, 2006; JCSS, 2001). No entanto, a engenharia de túneis brasileira ainda não se encontra neste estágio.

2.8.4 Risco Quantitativo

Segundo a Organização de Auxílio contra Desastres das Nações Unidas UNDRO (United Nations Disaster Relief Organization, 1979) o risco pode ser quantificado como,

$$R = H \times V \times L \quad (2.37)$$

onde R é o risco quantitativo, H o perigo, V a vulnerabilidade e L as perdas ou elementos em risco; de acordo com as definições utilizadas neste texto.

Esta definição de risco vem sendo utilizada extensivamente na engenharia para a sua quantificação. Tipicamente, as funções envolvidas na estimativa do risco bem como o risco quantitativo são dependentes da intensidade da ameaça I_a .

Para entender os conceitos de risco aplicados à área de engenharia geotécnica, vamos supor um problema prático: um túnel que serve como passarela subterrânea em um maciço rochoso fraturado. Podemos identificar que a ameaça principal é a queda de blocos. Neste caso, a intensidade da ameaça pode ser o tamanho do bloco que pode cair (bloco potencialmente instável), ou seja, o volume, o peso ou outra medida geométrica do bloco. Vamos adotar o peso do bloco por ser uma medida mais cotidiana. Então, a PDF do peso do bloco, $f_{Sol}(i_a)$, é a nossa função de solicitação e a resistência é descrita pela sua PDF, $f_{Res}(i_a)$. A função de Perigo, $f_H(i_a)$, é a probabilidade de a resistência ser ultrapassada pela solicitação, ou seja, a convolução das funções de solicitação e resistência [Figura 2.7 e eq. (2.38)]; em outras palavras, a nossa conhecida probabilidade de falha; só que desta vez como função da intensidade da ameaça.

$$f_H(i_a) = f_{Sol}(i_a) F_{Res}(i_a) = f_{Res}(i_a) F_{Sol}(i_a) \quad (2.38)$$

onde $F(.)$ é a CDF da VA correspondente.

A função de perigo apresenta os valores da probabilidade de falha por unidade de tempo (1/ano, 1/dia, 1/hora, etc). Adotemos que o período de referência é de um ano.

Figura 2.7. PDF da resistência, solicitação e perigo.

As perdas ou elementos em risco podem ser as vidas das pessoas que transitam pela passarela. De maneira estrita, vários níveis de perdas, dano ou de elementos em risco podem ser estabelecidos, por exemplo, grupos de uma pessoa, cinco pessoas e/ou dez pessoas (3 níveis de dano: D1, D2 e D3) (Figura 2.8).

Figura 2.8. Níveis de dano ou de elementos em risco.

A vulnerabilidade é a probabilidade de um nível de dano ou de elementos em risco serem afetados pela ameaça. Neste caso, a probabilidade de um grupo de pessoas perderem a vida pela queda de um bloco de um dado peso. No exemplo abordado seriam necessárias 3 funções de vulnerabilidade de acordo com o nível de dano (Figura 2.9). Veja que a

vulnerabilidade de maior nível que pode ser entendida como a chance de afetar a vida de um grupo maior de pessoas, é um evento menos provável para a mesma intensidade da ameaça (peso do bloco).

Figura 2.9. Vulnerabilidade de acordo com o nível de dano.

Matematicamente, o risco quantitativo [eq. (2.37)] é a convolução das funções de perigo, vulnerabilidade e elementos em risco e pode ser estimado como (United Nations Disaster Relief Organization, 1979),

$$R(i_a) = f_H(i_a) V(i_a) E(i_a) = \frac{\delta V(i_a)}{\delta i_a} F_H(i_a) E(i_a) \quad (2.39)$$

De maneira discreta, para vários modos de falha dentro de um período de tempo T,

$$R(i_a, T) = \sum_{j=1}^{n_{mf}} R_j(i_a, T) = F_H(i_a, T) \sum_{j=1}^{n_{mf}} [\Delta V(i_a, T) E(i_a, T)] \quad (2.40)$$

De maneira simplificada, o risco esperado para um sistema com vários níveis de dano e de intensidades de ameaça pode ser obtido como,

$$R = \sum_{j=1}^{n_{nd}} E_j \sum_{k=1}^{n_{na}} P[D_j | i_{a,k}] P[i_{a,k}] \quad (2.41)$$

Voltando ao exemplo, o risco quantitativo de acordo com o tamanho do bloco é obtido usando a eq. (2.39) e é mostrado na Figura 2.10. O risco total é a integral desta função na intensidade de ameaça; numericamente igual a 0,28 pessoas/ano.

Figura 2.10. Risco quantitativo de vidas humanas ameaçadas pela queda de blocos de rocha de uma passarela subterrânea.

O julgamento ou aceitação do valor do risco resultante da análise quantitativa faz parte de outra etapa da gestão de risco conhecida como Avaliação de Risco. Esta etapa não faz parte do âmbito desta tese, mas informações em relação a estes tópicos podem ser encontradas em ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012) e Whitman (1984).

2.8.5 Risco em termos financeiros

Quando as perdas são avaliadas em termos financeiros, a quantificação do risco pode ser sistematizada através da quantificação do custo associado à falha do projeto. O risco quantitativo estimado desta maneira tem sido considerado na literatura como um Custo Esperado de Falha, C^{esperado} (BECK e GOMES, 2012; BECK; GOMES e BAZÁN, 2012; BECK, 2013; GOMES, 2014; WHITMAN, 1984). O C^{esperado} é o custo total das consequências de cada modo de falha do projeto. Assim, o custo esperado de falha de modo i , C_i^{esperado} , é dado pelo produto do custo de falha associado ao modo i , C_i^{falha} , multiplicado pela probabilidade de falha deste modo. Tipicamente, o custo envolvido em uma falha depende das características do projeto como quantidade e qualidade de material, elementos em risco e a vulnerabilidade dos mesmos. Sendo $\mathbf{d}$ o vetor de parâmetros de projeto (pode conter algumas VA),

$$C_i^{\text{esperado}}(\mathbf{d}) = C_i^{\text{falha}}(\mathbf{d}) P_{f,i}(\mathbf{X}; \mathbf{d}) \quad (2.42)$$

No contexto de obras subterrâneas, o vetor $\mathbf{d}$ contém os parâmetros de projeto como espessura de suportes, comprimento de tirantes, etc.

O custo esperado de falha é o risco associado à falha do modo de falha em análise. Assim, o risco total de um projeto é o somatório dos riscos de todos os modos de falha.

$$C^{\text{esperado}}(\mathbf{d}) = \sum_{i=1}^{n_{\text{mf}}} C_i^{\text{falha}}(\mathbf{d}) P_{f,i}(\mathbf{X}; \mathbf{d}) \quad (2.43)$$

onde n_{mf} é número total de modos de falha associados ao projeto.

Esta formulação pode ser considerada como uma estimativa conservativa do risco uma vez que a interação entre os modos de falha não é considerada pela ambiguidade da função de custos nos domínios comuns.

2.8.6 Projeto com base em risco

O estudo e a quantificação do risco em projeto de engenharia são fundamentalmente realizados para servir de base para a tomada de decisões. Isto faz parte do processo da Gestão do Risco conhecida como Avaliação do Risco (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012; INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2009). A Associação Internacional de Túneis e Espaço Subterrâneo, ITA (*‘International Tunnelling and Underground Space Association’*), publicou recomendações para a Gestão de Riscos em projetos de túneis em 2004 (ESKESEN *et al.*, 2004). No documento citado, se aponta que em casos de avaliações custo-benefício, implementação de medidas de mitigação ou decisão de cursos de ação com base quantitativa, a quantificação do risco completa deve ser utilizada. Para isto, é recomendada a utilização de técnicas de quantificação como árvores de evento ou de falha, ou a simulação de Monte Carlo. Em qualquer um destes casos, a estimativa da frequência dos eventos, bem como das perdas, deve ser conhecida (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012; INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2009).

Economicamente, um projeto é dito viável quando este produz benefícios mínimos requeridos. Assim, é de interesse dos tomadores de decisão, um projeto otimizado em termos financeiros; por exemplo, maximizando os lucros (*‘revenue’*) ou minimizando os custos totais dentro de um tempo de referência através do controle das variáveis de projeto. Desta maneira,

o processo de otimização do projeto precisa da definição de uma função objetivo dos lucros (L^{total} a ser maximizada) ou dos custos (C^{total} a ser minimizada) (FREEZE *et al.*, 1990). Seja $C^{\text{inicial}}(\mathbf{d};t)$ o custo envolvido na materialização do projeto dentro do tempo t , $B^{\text{esperado}}(\mathbf{d};t)$ é o benefício esperado dentro do tempo t e $C^{\text{esperado}}(\mathbf{d};t)$ o risco ou custo esperado de falha dentro do tempo t . A função objetivo pode ser expressa como,

$$C^{\text{total}}(\mathbf{d};t) = \frac{1}{(1+td\%)^t} [C^{\text{inicial}}(\mathbf{d};t) + C^{\text{esperado}}(\mathbf{d};t)] \quad (2.44)$$

e

$$\begin{aligned} L^{\text{total}}(\mathbf{d};t) &= \frac{1}{(1+td\%)^t} \{B^{\text{esperado}}(\mathbf{d};t) - [C^{\text{inicial}}(\mathbf{d};t) + C^{\text{esperado}}(\mathbf{d};t)]\} \\ &= \frac{1}{(1+td\%)^t} [B^{\text{esperado}}(\mathbf{d};t) - C^{\text{total}}(\mathbf{d};t)] \end{aligned} \quad (2.45)$$

onde $td\%$ é a taxa de desconto monetária por unidade de tempo.

Em se tratando da função objetivo de custo, o custo inicial abrange diversos custos envolvidos na vida útil do empreendimento, como os custos de investigação, construção, operação, manutenção e inspeção, entre outros. Desconsiderando as taxas de desconto no tempo de referência, a função objetivo de custo total pode ser expressa como (BECK e GOMES, 2012; BECK; GOMES e BAZÁN, 2012):

$$\begin{aligned} C^{\text{total}}(\mathbf{d}) &= C^{\text{construção+investigação}}(\mathbf{d}) \\ &+ C^{\text{operação}}(\mathbf{d}) \\ &+ C^{\text{inspeção+manutenção}}(\mathbf{d}) \\ &+ \sum_{i=1}^n C_i^{\text{falha}}(\mathbf{d}) P_{f,i}(\mathbf{d}) \end{aligned} \quad (2.46)$$

Esta função de custo pode ser minimizada em função dos parâmetros de projeto, por exemplo, comprimento e espaçamento de tirantes ou a taxa de avanço da máquina tuneladora. Desta maneira, o mínimo custo projetado dentro do tempo de referência é o custo “ótimo”. Este processo é conhecido como otimização de projeto com base em risco. É importante reconhecer que este tipo de análise já era idealizada por Whitman (1984) há mais de 30 anos.

Recentemente, Beck (2013) realizou a otimização do risco de uma barragem considerando dois níveis de custo de falha tendo como variável de projeto a largura da base da barragem. A Figura 2.11 apresenta as funções de custo total obtidas por Beck (2013) para os valores de custos de falha de 1 Bilhão, 1B, e 6 Bilhões, 6B, de dólares. Observa-se que, a depender do custo de falha, a largura da base ótima da barragem é diferente. Este resultado reflete de maneira objetiva a conveniência de se construir um projeto mais seguro devido ao risco associado à sua falha.

Figura 2.11. Função de risco otimizada para uma barragem (BECK, 2013).

Este tipo de análise se mostra como uma ferramenta robusta para o projeto de obras de engenharia consistentes desde os pontos de vista da mecânica, segurança e financeiro.

2.9 Confiabilidade e Risco: Avanços na área de obras em maciço rochoso fraturado

2.9.1 Segurança em engenharia geotécnica

A engenharia geotécnica lida de maneira cotidiana com grandes níveis de incerteza, quando comparado com outras áreas de engenharia. Esta incerteza se evidencia, por exemplo, na alta variabilidade que pode ser encontrada nos valores de resistência ou permeabilidade de geomateriais, os quais podem variar em algumas ordens de grandeza. Também, a origem geológica pode impor grandes níveis de variabilidade espacial, como no caso de solos residuais. Finalmente, a incerteza epistêmica, associada à falta de conhecimento detalhado sobre a geometria do maciço, se apresenta como uma condição presente em todo tipo de projeto geotécnico.

A presença de variabilidade em propriedades dos geomateriais pode ser contornada de diversas maneiras que abrangem desde o emprego do super-dimensionamento até o uso de técnicas de projeto flexíveis tais como o método observacional (CHRISTIAN, 2004; PECK, 1969). Nas últimas décadas, a confiabilidade tem se mostrado como uma ferramenta capaz de auxiliar no tratamento desta variabilidade em diversas áreas da engenharia como a aeronáutica, mecânica e, mais recentemente, na civil com a confiabilidade estrutural.

2.9.2 Confiabilidade de obras geotécnicas em maciço rochoso fraturado

Neste capítulo, apresentamos uma revisão sucinta das aplicações mais relevantes da confiabilidade estrutural para a estimativa da probabilidade de falha de obras geotécnicas em maciços rochosos fraturados, bem como os principais avanços nesta área. A principal dificuldade identificada na análise probabilística de obras geotécnicas em maciços rochosos é a de lidar com a variabilidade geométrica do problema, dado que esta, entre outros parâmetros, condiciona o modo de falha dominante do problema. Assim, alguns autores resolveram este problema das seguintes maneiras.

Marek e Savely (1978) apresentaram um método de estimativa da probabilidade de falha de um talude em um maciço rochoso com falha planar. O método consiste em discretizar o domínio da orientação em células que cobrem o domínio inteiro. Eles adotaram células de 2° de largura. A estimativa da probabilidade é realizada através de probabilidades condicionais, sendo que a probabilidade de um bloco escorregar, P_s , pode ser expressa como o produto entre a probabilidade de falha mecânica condicionada à geometria, $P_{s|G}$, e a probabilidade de ocorrência da geometria, P_G ,

$$\begin{aligned} P[\text{Escorregar}] &= P[\text{Escorregar} | \text{Geometria}] \times P[\text{Geometria}] \\ P_s &= P_{s|G} \times P_G \end{aligned} \quad (2.47)$$

A probabilidade mecânica de escorregamento se baseia na análise cinética do problema e a probabilidade de ocorrência da geometria é estimada como a probabilidade da descontinuidade estar orientada de acordo com a posição analisada, P_D , multiplicada pela probabilidade de que a persistência da descontinuidade seja a suficiente para permitir a formação do bloco, P_L ,

$$P[\text{Geometria}] = P[\text{Orientação}] \times P[\text{Persistência}] \quad (2.48)$$

$$P_G = P_D \times P_L$$

A probabilidade de orientação é a probabilidade da junta se localizar dentro de uma das células descritas acima, ou seja, de 2° de largura. Por outro lado, a probabilidade da persistência é obtida como a probabilidade de ter uma persistência igual ou superior ao comprimento da base do bloco. Assim, a probabilidade de falha pode ser diretamente calculada como o somatório destas probabilidades parciais sobre o domínio da orientação,

$$P_F = P_S = \sum_i P_{S|G,i} \times P_{D,i} \times P_{L,i} \quad (2.49)$$

Nesta análise apresentada por Marek e Savely (1978) verificamos que a posição relativa das descontinuidades não é levada em consideração e que, de maneira implícita, eles trabalham com o bloco de tamanho máximo possível. Também, o espaçamento das descontinuidades não foi considerado nesta análise.

Glynn e Einstein (1979) usaram um conceito similar ao de células utilizado por Marek e Savely (1978), mas aumentando o tamanho da célula. Neste caso, o problema estudado é a probabilidade de formação de cunhas em um talude rochoso. Mais uma vez, o espaçamento entre as descontinuidades não é levado em consideração. Neste estudo, o bloco avaliado também foi o maior possível.

Chan (1987) utilizou a simulação de Monte Carlo para estimar a quantidade de suporte necessária para garantir a estabilidade de uma escavação subterrânea. Para isto, as descontinuidades foram simuladas através de discos de Poisson (BAECHER; LANNEY e EINSTEIN, 1977). Hoerger (1988) também usou a simulação de Monte Carlo com discos de Poisson para estimar o volume mais provável dos blocos instáveis em escavações subterrâneas.

Mauldon (1992) observou que o fenômeno de formação de cunhas é condicional ao evento de intersecção das descontinuidades; sendo que este último depende das propriedades das famílias de descontinuidades. Mauldon deduziu, teoricamente, qual é a probabilidade de ocorrência destas intersecções considerando que as descontinuidades seguem um processo de Poisson com taxa λ . Para 3 famílias de descontinuidades, esta probabilidade pode ser expressa como,

$$P[I_{ijk}^{\infty}] = \lambda_i \lambda_j \lambda_k |\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{n}_j \times \mathbf{n}_k| \quad (2.50)$$

onde λ_i é a taxa de ocorrências das descontinuidades da família i e $\mathbf{n}_i$ é o vetor normal aos planos das descontinuidades da família i .

No processo de dedução, Mauldon (1992) considerou que as descontinuidades tinham que ser persistentes e com orientação fixa. Posteriormente, Mauldon (1994) incluiu descontinuidades não persistentes. Desta maneira, para três famílias de descontinuidades não-persistentes a probabilidade de ocorrência de intersecções pode ser expressa como,

$$P[I_{ijk}] = R_i R_j R_k \lambda_i \lambda_j \lambda_k |\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{n}_j \times \mathbf{n}_k| \quad (2.51)$$

onde R_i é o grau de persistência das descontinuidades da família “i”.

Hatzor (1993) propõe uma medida da probabilidade de falha de queda de blocos em escavações subterrâneas em maciços rochosos que ele chama de verossimilhança de falha do bloco, $P[B]$. Para isto, Hatzor usa três fatores para estimar a verossimilhança: a probabilidade de intersecção das descontinuidades, $P[JC]$ [eq. (2.50)], um fator de forma do bloco, K , e um fator de instabilidade, F , que se originam na análise de estabilidade mecânica do bloco, segundo a teoria de blocos-chaves de Goodman e Shi (1985). Assim, a verossimilhança pode ser estimada como,

$$P[B] = P[JC] \times K \times F \quad (2.52)$$

onde,

$$K = \frac{(A + B + C - \pi)}{4\pi} \quad (2.53)$$

$$F = 2^{\left(\frac{F^*}{|F|} - 1\right)} \quad (2.54)$$

$$F^* = \begin{cases} |\mathbf{r}| & \text{queda livre} \\ |\mathbf{n}_i \times \mathbf{r}| - |\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{r}| \tan(\phi_i) & \text{uma face} \\ \frac{1}{|\mathbf{n}_i \times \mathbf{n}_j|} \{ |\mathbf{r} \cdot (\mathbf{n}_i \times \mathbf{n}_j)| |\mathbf{n}_i \times \mathbf{n}_j| - |(\mathbf{r} \times \mathbf{n}_j) \cdot (\mathbf{n}_i \times \mathbf{n}_j)| \tan(\phi_i) \\ - |(\mathbf{r} \times \mathbf{n}_i) \cdot (\mathbf{n}_i \times \mathbf{n}_j)| \tan(\phi_j) \} & \text{duas faces} \end{cases} \quad (2.55)$$

sendo $\mathbf{r}$ o vetor resultante das forças externas que agem no bloco.

Hatzor e Feintuch (2005) generalizaram a probabilidade de intersecção de Mauldon (MAULDON, 1994; MAULDON, 1992) deixando de lado a hipótese de processo de Poisson para as descontinuidades. Desta maneira, a probabilidade de intersecção de descontinuidades pode ser estimada como,

$$P[I_{ijk}^{\infty}] \vee P[I_{ijk}] = \frac{1}{V_{ijk}} \quad (2.56)$$

onde V_{ijk} é o volume do paralelepípedo médio formado pelas descontinuidades i , j e k .

Adicionalmente, Hatzor e Feintuch (2005) demonstraram analiticamente que a probabilidade de que quatro ou mais descontinuidades que pertencem a famílias diferentes se intersectem no mesmo ponto é nula. Este resultado, embora pareça evidente, tem uma forte implicação no cálculo de combinações de famílias para análises de estabilidade, uma vez que limita o número de famílias participantes a três. Consequentemente, no caso da presença de quatro ou mais famílias, a análise deve ser feita considerando apenas combinações três a três, ou seja, $\binom{n}{3}$ análises (para $n \geq 4$).

Merrien-Soukatchoff *et al.* (2011) apresentaram um método de análise de progressão da queda de blocos em obras geotécnicas em maciços rochosos. Para isto, esses autores empregam o método de equilíbrio limite ou o método da energia. As descontinuidades foram representadas utilizando polígonos de Poisson (VENEZIANO, 1979). Com o uso desta técnica, Merrien-Soukatchoff *et al.* (2011) obtiveram o histograma de ocorrência de blocos instáveis. Por exemplo, a Figura 2.12 apresenta o histograma dos blocos instáveis em um talude rodoviário de 48 m de altura e 76° de inclinação. O histograma mostrado foi obtido a partir de 90 realizações na simulação de Monte Carlo.

Figura 2.12. Histograma de ocorrência de blocos instáveis em um talude rodoviário.

Chen (2012) realizou a estimativa da probabilidade de falha de blocos em um poço utilizando o método FORM. O modo de falha estudado imposto foi um escorregamento por duas descontinuidades. Adicionalmente, os resultados da aproximação FORM foram comparados com estimativas das probabilidades de falha obtidas através de simulação de Monte Carlo. Neste problema, os resultados FORM se mostraram precisos dentro dos intervalos previstos pela simulação de Monte Carlo. A Figura 2.13 mostra a distribuição de frequência dos blocos-chaves máximos obtidos através de simulação de Monte Carlo.

Figura 2.13. Distribuição de frequência dos volumes máximos instáveis.

Desde o nosso ponto de vista, a hipótese de modo de falha único pode ser aplicada ao problema específico tratado por Chen (2012), pois a variação permitida às orientações dos planos era relativamente pequena (da ordem de 10 – 14°). Com isto, o modo de falha não

muda no domínio das variáveis aleatórias; o que é uma condição necessária para o sucesso do método de aproximação FORM.

Zheng *et al.* (2014) aplicaram conceitos probabilísticos para projetar a inclinação mais conveniente de taludes considerando a probabilidade de falha de blocos. Para isto, os autores consideraram a ocorrência de blocos de máxima dimensão. A abordagem probabilística utilizou os conceitos apresentados por Glynn e Einstein (1979) para a determinação da probabilidade de formação dos blocos e os conceitos de Marek e Savely (1978) para a estimativa da probabilidade de falha. As descontinuidades foram consideradas persistentes e as células para a orientação foram consideradas com $10^\circ \times 10^\circ$ de dimensão.

Resumindo as experiências encontradas nesta revisão da bibliografia, podemos mencionar que o principal método utilizado foi o método de simulação de Monte Carlo. O método FORM direto se mostrou eficiente quando o modo de falha pôde ser isolado, o que nem sempre ocorre. Finalmente, a discretização do domínio de orientação pode ser utilizada, desde que a sua eficiência se mostre satisfatória.

Em nossa opinião, para problemas de obras subterrâneas, onde são necessárias três descontinuidades, o método de discretização perde elegância, uma vez que o número de células necessárias se eleva consideravelmente, tornando-o comparável com o número de realizações em uma simulação de Monte Carlo. Por exemplo, supondo que cada família precise de um número de células compatível com o fator de concentração de Fisher praticável para representar a sua orientação, digamos 15; o número de células necessárias seria $15^3 = 3375$. Se o número de VA for nove (três para cada junta) seriam necessárias 30 a 40 chamadas à função de performance para realizar uma aproximação FORM da resposta mecânica, resultando em aproximadamente 13×10^3 realizações. Vale a pena lembrar que Chen (2012) utilizou 10×10^3 realizações para fazer uma simulação de Monte Carlo. Desta maneira, o número de realizações necessárias para o método de discretização resulta maior do que o número de realizações de uma simulação de Monte Carlo. Adicionalmente, a simulação de Monte Carlo não apresenta o problema de múltiplos modos de falha ao qual o método FORM está sujeito. Assim, acreditamos que o método de simulação de Monte Carlo se mostra como o mais adequado para a estimativa de probabilidade de falha de blocos em obras subterrâneas por todas as vantagens acima detalhadas de robustez, precisão e eficiência.

2.9.3 Quantificação de risco em obras subterrâneas em maciço rochoso fraturado

Na revisão bibliográfica realizada pelo autor, até o momento nenhuma análise de risco quantitativa completa foi publicada no assunto específico de obras subterrâneas. Vários trabalhos foram encontrados quantificando a probabilidade de falha de obras em maciços rochosos como taludes, poços e túneis, tal como foi visto nas referências citadas ao longo do item anterior. Neste ponto, é importante lembrar que a definição de risco quantitativo como tratado nesta tese muitas vezes não coincide com o uso dado para este termo; sendo que nesses trabalhos o termo risco é utilizado para indicar perigo ou probabilidade de falha (CECÍLIO JR. *et al.*, 2012; HIDALGO e ASSIS, 2012; HONG *et al.*, 2009). Também, quando o termo é utilizado com o mesmo significado que nesta tese, as probabilidades de falha não foram quantitativas, e sim estimadas ou subjetivas (HO; LEROI e ROBERDS, 2000; RUSSO; GRASSO e BENSAID, 2008). Sendo assim, apenas algumas publicações de áreas afins (ALTAREJOS-GARCÍA *et al.*, 2012; COROMINAS *et al.*, 2014; EIDSVIG *et al.*, 2011) podem ser usadas como referência para análises que visem quantificar o risco em obras subterrâneas.

Eidsvig *et al.* (2011), por exemplo, realizaram uma análise quantitativa de risco de perda de vidas humanas causadas por tsunamis originados por escorregamentos de grandes volumes em regiões nas proximidades de Åknes, Noruega. Nesta análise identificou-se que a principal ameaça era a queda de grandes volumes de material sobre a superfície de '*fjords*' e lagos na região de Åknes. Estas quedas de material produziriam tsunamis que atingiriam as cidades vizinhas de Hellesylt, Geiranger, Tafjord e Eidsdal. Assim, foi determinada a função de altura da onda que inundaria a cidade com base no volume de material produto do escorregamento em Åknes. Consequentemente, a probabilidade de ocorrência de um escorregamento de dado volume é igual à probabilidade da onda por ele produzido. A Figura 2.14 e Figura 2.15 mostram os valores das probabilidades de excedência e de ocorrência do volume instável para o local estudado por Eidsvig *et al.* (2011). A probabilidade de excedência foi estimada através de modelagens numéricas de meio descontínuo no UDEC (ITASCA CONSULTING GROUP INC., 2004) e com base em dados históricos de escorregamentos ocorridos na região.

Figura 2.14. Probabilidade de excedência de volumes instáveis.

Figura 2.15. Probabilidade de ocorrência de volumes instáveis.

A vulnerabilidade das cidades alvo dos tsunamis foi estimada com base em dados históricos de eventos passados que ocorreram no local. Dados de outras regiões do mundo foram contrastados para comparação. A perda potencial ou elementos em risco foram estimados como sendo uma porcentagem da população total das cidades expostas.

Desta maneira, o risco foi quantificado como,

$$R = \sum_{Vol} R(Vol) = \sum_{Vol} H(Vol) \cdot V(Vol) \cdot E \quad (2.57)$$

onde Vol é um intervalo de volume instável, R, H, V e E se referem a risco, perigo, vulnerabilidade e perdas ou elementos em risco.

Para aquele estudo de caso, foi encontrado que o risco de perda de vidas, com base nos perigos estimados, foi de 0,20 em condições otimistas e 1,00 em condições pessimistas. A Figura 2.16 apresenta a distribuição dos riscos de perda de vidas humanas, de acordo com o volume do escorregamento ocorrido das encostas.

Figura 2.16. Distribuição do risco de acordo com o tamanho do bloco instável.

2.10 Representação matemática e estatística do maciço rochoso fraturado

As diversas características geométricas do maciço (orientação e persistência das discontinuidades, espaçamento, entre outros) bem como propriedades mecânicas das rochas e do material de preenchimento podem ser estimadas a partir dos dados dos mapeamentos geológicos ou de ensaios de campo, quando disponíveis. Com base nestas medidas, é feita uma descrição estatística destas propriedades através do ajuste de uma curva de distribuição de probabilidades ou inferência estatística através de métodos de estimação ou métodos bayesianos. Algumas referências da literatura podem ser utilizadas para guiar e complementar

o processo de construção dos modelos probabilísticos e para complementar as informações coletadas em campo (ANG e TANG, 1975; ANG e TANG, 1984; BAECHER e CHRISTIAN, 2003; U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1983; U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1993; U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1997).

O problema da estimação da confiabilidade de túneis em maciço rochoso fraturado pode ser abordado considerando o maciço de maneira integralmente descontínuo ou considerando-o como sendo um meio contínuo equivalente. Estas duas abordagens serão examinadas a seguir.

2.10.1 Abordagem de meio descontínuo

O maciço rochoso fraturado pode ser interpretado como sendo uma composição de duas parcelas: a rocha intacta e as descontinuidades. A Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, ISRM, define as características do maciço rochoso como um meio descontínuo e recomenda métodos para a medição dos parâmetros destas em campo (ISRM, 1978; INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS, 1981). Existe também uma tradução para o português do documento da ISRM (1978) feita pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1983). Qualquer esclarecimento em relação aos conceitos das propriedades do maciço rochoso pode ser obtido nos três documentos supracitados.

As propriedades das descontinuidades que, a nosso critério, mais influenciam o comportamento mecânico do maciço são: orientação, comprimento dos traços, espaçamento, persistência, abertura, rugosidade, parâmetros de resistência e o modelo conceitual da descontinuidade. No que se refere à rocha intacta, as principais propriedades são: parâmetros de resistência e de deformabilidade. Evidentemente, existem outras propriedades, todavia nesta pesquisa serão abordadas aquelas que se consideram como as que mais influenciam o comportamento mecânico do maciço.

2.10.1.1 Comportamento mecânico de descontinuidades

A resistência de descontinuidades é representada tipicamente através dos modelos de Mohr-Coulomb e o modelo de Barton-Bandis.

Crrio de Mohr-Coulomb: Este um modelo clssico da resistncia de materiais e representa a resistncia ao cisalhamento da descontinuidade atravs do uso dos parmetros coeso, c' , e ngulo de atrito, ϕ' . A equao (2.58) mostra a envoltria de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.58)$$

onde τ a resistncia ao cisalhamento da descontinuidade e σ' a tenso normal descontinuidade.

Crrio de Barton-Bandis: Tambm conhecido como modelo JRC-JCS, o modelo de Barton-Bandis (BARTON e CHOUBEY, 1977; BARTON e BANDIS, 1990) leva em considerao, alm de um ngulo de atrito bsico, ϕ_b , a rugosidade das paredes das descontinuidades, assim como a resistncia da rocha neste contato. A equao (2.59) reproduz a envoltria de Barton-Bandis para o comportamento resistente de descontinuidades.

$$\tau = \sigma' \tan \left(JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma'} \right) + \phi_b \right) \quad (2.59)$$

O modelo consegue representar a no linearidade de uma envoltria de resistncia tipicamente observada em resultados de laboratrio. Desta maneira, o modelo de Barton-Bandis consegue reproduzir de maneira mais fiel o comportamento de uma descontinuidade. Uma limitao deste modelo se encontra no fato de que a determinao do parmetro JRC , na maior parte dos casos, subjetiva. Existem algumas pesquisas onde foram realizados tratamentos quantitativos para a estimativa do JRC, mas estas pesquisas ainda no so conclusivas (TATONE e GRASSELLI, 2010; TSE e CRUDEN, 1979; WU e ALI, 1978).

2.10.1.2 Comportamento mecnico da rocha intacta

O modelo reolgico mais utilizado para representar o comportamento mecnico da rocha intacta o modelo elasto-plstico perfeito com critrio de fluncia de Mohr-Coulomb. Contudo, alguns modelos numricos usam um modelo elstico quando so esperados baixos nveis de tenso, dado que no se espera plastificao na rocha intacta.

2.10.1.3 Comportamento mecnico do macio rochoso fraturado

O comportamento de um macio rochoso fraturado altamente complexo devido s interaes entre os blocos (problema de contato) e ao comportamento dos blocos individuais

(problema contínuo). Tal complexidade pode atingir níveis ainda maiores se a não persistência das descontinuidades for considerada. Desta maneira, realizar uma solução analítica completa deste tipo de material como sendo uma conjunção de blocos contínuos separados por descontinuidades, até hoje, é matematicamente inviável. A única maneira com a qual isto é resolvido é através de métodos numéricos (HOEK; KAISER e BAWDEN, 1998).

Teoria de blocos: Existem ainda soluções analíticas como a Teoria de blocos (GOODMAN e SHI, 1985) que através de algumas simplificações consegue lidar com o problema de maneira mais do que satisfatória. Este modelo foi melhorado para considerar o máximo bloco chave unido e também para aplicações probabilísticas (CHAN, 1987). Este método é utilizado conjuntamente ao equilíbrio limite pelo *software* comercial Unwedge (ROCSCIENCE, 2013).

Modelagem numérica: Os modelos numéricos são amplamente utilizados hoje em dia devido à sua grande capacidade de lidar com problemas de alta complexidade em tempos relativamente curtos. O maciço rochoso tratado como um meio descontínuo foi abordado através de vários métodos numéricos como o método dos elementos finitos, *FEM*, com o emprego de elementos junta (GOODMAN; TAYLOR e BREKKE, 1968), análise de deformação descontínua, *DDA* (SHI, 1988), e o método dos elementos distintos, *DEM* (CUNDALL, 1971).

2.10.1.4 Representação estatística do maciço como um meio descontínuo

Foi realizada uma compilação das pesquisas realizadas em relação ao comportamento do maciço rochoso como sendo um meio descontínuo, ou seja, considerando o maciço como o conjunto de rocha intacta mais descontinuidades.

Em relação às descontinuidades, a orientação tem sido representada segundo distribuições Fisher, Gama truncada, Elíptica, Bingham Uniforme e Normal Bivariada (CHAN, 1987; GENEVOIS e ROMEO, 2003; KULATILAKE, 1985; LANNEY, 1978; LOW, 1997; MERRIEN-SOUKATCHOFF; KORINI e THORAVALL, 2011; PARK; WEST e WOO, 2005; SONG; LEE e SETO, 2001). No caso de análises bidimensionais foram utilizadas as distribuições equivalente univariadas (GENSKE e WALZ, 1991; KULATILAKE, 1985; SCAVIA; BARLA e BERNAUDO, 1990). O comprimento dos traços tem sido simulado segundo distribuições Exponencial, Lognormal e Normal truncada (CHAN, 1987; KULATILAKE, 1985; LANNEY, 1978; PARK; WEST e WOO, 2005; SARI,

2009). O espaçamento segue distribuições Exponencial e Lognormal (CHAN, 1987; LANNEY, 1978; MERRIEN-SOUKATCHOFF; KORINI e THORAVALL, 2011; PARK; WEST e WOO, 2005; SARI, 2009; SCAVIA; BARLA e BERNAUDO, 1990). A abertura segue distribuições Exponencial e Lognormal (SARI, 2009; TINUCCI, 1985). A persistência segue distribuição Normal (SARI, 2009). Os parâmetros de resistência encontrados em modelagens probabilísticas foram o ângulo de atrito seguindo distribuições Normal, Gama, Lognormal e Beta (CHAN, 1987; GENEVOIS e ROMEO, 2003; GENSKE e WALZ, 1991; JIMENEZ-RODRIGUEZ; SITAR e CHACÓN, 2006; LOW, 1997; PARK; WEST e WOO, 2005; SCAVIA; BARLA e BERNAUDO, 1990), e a coesão, distribuições Normal, Gama e Lognormal (CHAN, 1987; GENEVOIS e ROMEO, 2003; JIMENEZ-RODRIGUEZ; SITAR e CHACÓN, 2006). Finalmente, os modelos conceituais para representar as descontinuidades são basicamente três: o modelo de discos de Poisson (CHAN, 1987; SONG; LEE e SETO, 2001), polígonos de Poisson (MERRIEN-SOUKATCHOFF; KORINI e THORAVALL, 2011) e os planos contínuos (GENEVOIS e ROMEO, 2003; GENSKE e WALZ, 1991; JIMENEZ-RODRIGUEZ; SITAR e CHACÓN, 2006; KULATILAKE, 1985; MERRIEN-SOUKATCHOFF; KORINI e THORAVALL, 2011; SARI, 2009; SCAVIA; BARLA e BERNAUDO, 1990). A Tabela 2.6 resume as distribuições estatísticas adotadas para cada um dos parâmetros que caracterizam as descontinuidades.

Tabela 2.6. Grade-resumo das distribuições estatísticas dos principais parâmetros de um maciço fraturado.

Referência	M	DM	C	R	ℓ	S	ϕ'	c'	Forma
Lanney, 1978	F (não conclusivo)		U	L	Exp	Exp			Equidimensional ou ligeiramente alongada
Kulatilake, 1985	GT	U e Be			Exp				Contínua
Chan, 1987	F, E, Bi ou BV		P	L	L ou Exp	Exp	N ou G	N ou G	Discos de Poisson
Scavia, Barla e Bernaudo, 1990	N					Exp	N		Contínua
Genske e Walz, 1991	N (F 2D)						L		Contínua
Low, 1997	N	N					N		Contínua
Song, Lee e Seto, 2001	F	F		L					Discos de Baecher
Genevois e Romeo, 2003	N	N					N	N	Contínua
Maia, 2003	N	N					N		Contínua
Park, West e Woo, 2005	F	F			Exp	L	N		Descontínua
Jimenez-Rodriguez, Sitar e Chacón, 2006							B	L	Continua
Sari, 2009					NT	L			
Merrien-Soukatchoff, Korini e Thoraval, 2011		F				Exp			Poligonal, os vértices pertencem a um disco de Poisson (fluxo) ou Contínua (estabilidade)

M: Mergulho; DM: Direção de mergulho; C: centro; R: raio; ℓ : comprimento dos traços; s: Espaçamento; ϕ' : ângulo de atrito; c' : coesão; F: Fisher; GT: gama truncada; U: uniforme; Be: Bernoulli; E: elíptica; Bi: Bingham; BV: Bivariada; N: normal; P: Poisson; L: Lognormal; Exp: exponencial; NT: Normal truncada; G: Gama; B: Beta.

Em relação à rocha intacta, encontrou-se que tanto os parâmetros de resistência quanto os de deformabilidade são modelados seguindo distribuições normais (RUSILO, 2003). A Tabela 2.7 resume os valores encontrados por Rusilo (2003).

Tabela 2.7. Caracterização estatística da rocha intacta

Parâmetro	Tipo de rocha	Desvio padrão	CV (%)
Ângulo de atrito, ϕ	Brecha, Diabásio, Gnaiss, Quartzito, Xisto	1,3 – 12,5	1,9 - 24
Coesão, c'	Brecha, Diabásio, Gnaiss, Quartzito, Xisto	1,8-14,4	13,3-100%
Módulo de deformabilidade, E	Gnaiss, Quartzito, Xisto	7 – 87,8 MPa	8,5-74%
Coefficiente de poisson, ν	Gnaiss, Quartzito, Xisto	0,03 – 0,30	11-94%

2.10.2 Abordagem de meio contínuo equivalente

Quando os mecanismos de ruína não se encontram condicionados fortemente pelo comportamento das descontinuidades, o problema pode ser analisado considerando o maciço fraturado como um equivalente contínuo. Diversos estudos mostram que esta abordagem possui grandes vantagens em termos analíticos e principalmente em relação à otimização do custo computacional (CAI, 2011; CARRANZA-TORRES e FAIRHURST, 2000; CARRANZA-TORRES, 2004b; HOEK, 1998; LU; SUN e LOW, 2011). Os critérios de resistência mais utilizados para representar o comportamento de maciços rochosos como contínuos equivalentes são o critério de Mohr-Coulomb, M-C, e o critério de Hoek-Brown, H-B.

2.10.2.1 Critério de Hoek-Brown generalizado

A versão mais recente do critério de Hoek-Brown generalizado foi apresentada por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) e pode ser expresso em termos das tensões principais como,

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.60)$$

onde m_b é um valor reduzido da constante de material intacto, m_i , e é estimado como,

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2.61)$$

s e a são constantes do maciço rochoso especificado pelas seguintes relações,

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (2.62)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2.63)$$

D é um fator que depende do grau de perturbação ao qual o maciço foi exposto devido ao desmonte por explosivos e à relaxação de tensões. Varia de 0 para maciços não-perturbados a 1 para maciços muito perturbados.

2.10.2.2 O Índice de Resistência Geológica

O Índice de Resistência Geológica, GSI, foi introduzido por Hoek (1994) e posteriormente foi modificado e ampliado com a experiência obtida com sua utilização em problemas práticos de mecânica de rochas (HOEK, 2007). Existem vários métodos para estimar o GSI de um maciço rochoso; dentre eles vamos destacar os dois métodos que, a nosso parecer, são os mais usados na prática. Estes dois métodos são: a classificação RMR de Bieniawski de 1989, RMR'_{89} , conjuntamente à classificação Q de Barton, Q' , e o método de Cai *et al.* (CAI *et al.*, 2004).

Método de RMR'_{89} e Q'

Para estimar o GSI através do RMR'_{89} e do Q' (HOEK; KAISER e BAWDEN, 1998), assume-se que o maciço se encontra seco e que as orientações das descontinuidades são muito favoráveis. Isto implica que o valor RMR seja igual ao somatório dos quatro primeiros itens da classificação geomecânica de Bieniawski de 1989 somando-se o valor de numérico de 15.

Com isto, o valor mínimo que este RMR'_{89} modificado assumiria seria de 23. Consequentemente, para valores de $RMR'_{89} > 23$,

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad (2.64)$$

E para valores de $RMR'_{89} < 23$, Hoek, Kaiser e Bawden (1998) recomendam usar o sistema Q de Barton modificado, Q' .

A classificação Q modificada de Barton, Q' , deve ser utilizada considerando o *Rock Quality Designation*, RQD , o número de famílias, J_n , o número de rugosidade da descontinuidade, J_r , e o número de alteração da descontinuidade, J_a , exatamente como foi descrito por Barton, Lien e Lunde (1974). Para o fator de redução por presença de água nas descontinuidades, J_w , e o fator de redução por tensão, SRF , deve ser usado um valor de um (1) em ambos os casos. A influência de ambos deve ser incluída na análise de tensões que atuam no maciço. Portanto, o índice modificado, Q' , é estimado como,

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (2.65)$$

Então, para $RMR'_{89} < 23$,

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (2.66)$$

Note que o valor mínimo do Q' é 0,0208, que dá um valor de GSI de aproximadamente 9 para zona de falha cisalhada preenchida com argila. Destes valores podemos dizer que o GSI pode assumir valores entre 9 para maciços extremamente fraturados e alterados até 95 para maciços intactos.

Método de Cai *et al.*

Cai *et al.* (2004) apresentaram um método para estimar o GSI com base no volume do bloco, V_b , e do fator de condição de superfície da descontinuidade, J_c . Naquela publicação o GSI era obtido com base em um ábaco. Por outro lado, Cai e Kaiser (2006) obtiveram o modelo de regressão mostrado na equação (2.67) com base em modelagens numéricas para obter o GSI a partir de uma formulação matemática.

$$GSI = \frac{26.5 + 8.79 \cdot \ln J_c + 0.9 \cdot \ln V_b}{1 + 0.0151 \cdot \ln J_c + 0.0253 \cdot \ln V_b} \quad (2.67)$$

O volume do bloco ou tamanho do bloco, V_b , é uma expressão volumétrica da densidade das descontinuidades. O V_b leva em consideração inclusive a persistência das famílias de descontinuidades além da orientação e do espaçamento. A equação (2.68) mostra a estimativa do V_b ,

$$V_b = \frac{s_1 s_2 s_3}{\sqrt[3]{p_1 p_2 p_3} \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 \sin \gamma_3} \quad (2.68)$$

onde s_i e p_i são o espaçamento e a persistência da família “ i ”, e γ_i é o ângulo entre as famílias i e $i+1$.

Cai *et al.* (2004) mencionaram que a equação (2.68) é válida para um número de famílias igual ou maior a 3, mas não escrevem a equação generalizada que seria do tipo,

$$V_b = \frac{\prod_{i=1}^n s_i}{\sqrt[n]{\prod_{i=1}^n p_i \prod_{i=1}^n \prod_{j=i+1}^n \sin \gamma_{ij}}} \quad (2.69)$$

onde γ_{ij} é o ângulo formado entre as famílias i e j . A existência de n famílias gera $\binom{n}{2}$

termos. $\binom{n}{2}$ representa a combinação de n elementos de 2 a 2 sem repetição

O fator de condição de superfície da descontinuidade, J_c , é similar ao fator usado por Palmstrom (1995) para quantificar as condições das superfícies das descontinuidades. O J_c é obtido da seguinte maneira,

$$J_c = \frac{J_w J_s}{J_A} \quad (2.70)$$

onde J_w é o fator de ondulação da descontinuidade, que leva em consideração a medida da rugosidade em grande escala (em metros desde 1 até 10 m); J_s é o fator de suavidade que

leva em consideração a rugosidade de pequena escala (em centímetros desde 1 até 20 cm) e J_A é o fator de alteração da descontinuidade. Estes fatores são similares aos propostos por Barton Lien e Lunde (1974) para o sistema Q e Barton e Bandis (1990). Os valores específicos podem ser encontrados no artigo de Cai *et al.* (2004).

2.10.2.3 Módulo de deformabilidade do maciço

Hoek e Diederichs (2006) propuseram um método empírico para estimar o modelo de deformabilidade do maciço com base num número vasto de medições de deformabilidade *in situ* com macaco plano de grande área. Este método se resume à aplicação da equação (2.71) para realizar a estimativa do modulo de deformabilidade do maciço rochoso, E_m ,

$$E_m = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (2.71)$$

onde E_i é o modelo de deformabilidade da rocha intacta.

2.10.2.4 Critério de Mohr-Coulomb

Os parâmetros de resistência do critério M-C são o ângulo de atrito interno, ϕ' , e a coesão, c' [eq. (2.72)]. Adicionalmente, para considerar a plastificação do maciço é necessário considerar um tipo de lei de fluxo, podendo esta ser associada ou não associada. A lei de fluxo é comandada pelo parâmetro dilatância, ψ . A regra de fluxo é não associada quando a dilatância é nula, ou seja, $\psi = 0$, e quando a dilatância é igual ao ângulo de atrito, ou seja, $\psi = \phi'$, a regra de fluxo é associada.

$$\tau = c' + \sigma_n' \tan \phi' \quad (2.72)$$

Os parâmetros de critério de M-C podem ser estimados com base nos parâmetros do critério de H-B generalizado através de ajustes lineares à envoltória de H-B generalizada (equação (2.60)) para um intervalo de tensão principal menor entre $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{3\max}'$ (HOEK, 1998; HOEK; CARRANZA-TORRES e CORKUM, 2002; LU; SUN e LOW, 2011). Este método consiste em igualar as áreas acima e debaixo da envoltória de M-C. Este estudo foi realizado por Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) e resulta nas seguintes equações [eq. (2.73) e (2.74)],

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.73)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{\frac{1 + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2.74)$$

onde $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$.

A equação (2.75) mostra o modelo de regressão ajustado com base em modelos numéricos de tal maneira que reproduzam as curvas de resposta características do maciço para túneis profundos e as bacias de recalque para túneis rasos.

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (2.75)$$

onde σ'_{cm} é a resistência do maciço, teoricamente é estimado como [eq. (2.76)]:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.76)$$

Para realizar o ajuste linear, os parâmetros c' e ϕ' ainda não são conhecidos, mas a relação entre eles [eq. (2.76)] é conhecida através da eq. (2.77).

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4} + s \right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.77)$$

2.10.2.5 Representação estatística do maciço como um meio contínuo equivalente

Foi feita uma pesquisa específica sobre a variabilidade comumente usada para as análises de confiabilidade segundo o estado da arte. Foram encontradas caracterizações do maciço como um contínuo equivalente. As propriedades do contínuo que são consideradas suficientes para reproduzir o comportamento do maciço são os parâmetros de resistência

equivalentes, segundo o critério de resistência adotado, módulo de deformabilidade do maciço, peso específico, GSI e velocidade de onda.

Em todos os casos, as propriedades foram modeladas segundo distribuições normais (GENSKE e WALZ, 1991; SONG; CHO e LEE, 2011; SU; LI e XIE, 2011).

Tabela 2.8. Caracterização estatística do maciço.

Parâmetro	Referência	Distribuição	Desvio Padrão	C.V. (%)
Ângulo de Atrito Equivalente	Song, Cho e Lee, 2011	Normal		10-20%
	Su, Li e Xie, 2011	Normal	2,3°	8%
Coesão Equivalente	Song, Cho e Lee, 2011	Normal		20-40%
	Su, Li e Xie, 2011	Normal	67,5 kPa	13,3%
Módulo de deformabilidade equivalente	Genske e Walz, 1991	Normal		<30%
	Song, Cho e Lee, 2011	Normal		16-42%
	Su, Li e Xie, 2011	Normal	0,524 GPa	12%
Peso Específico	Genske e Walz, 1991	Determinístico	-	-
	Genevois e Romeo, 2003	Distribuição Normal	1	4%
GSI	Song, Cho e Lee, 2011	Normal		6-25%
Velocidade de onda	Song, Cho e Lee, 2011	Normal		13%

1.1 Ameaças típicas em obras subterrâneas em maciços rochosos fraturados

Desde o ponto de vista do risco, alguns tipos de ameaça comuns podem ser identificados na presença de obras subterrâneas em maciços rochosos fraturados (Tabela 2.9). Todavia, desde o ponto de vista da confiabilidade, estas ameaças podem ser tratadas como modos de falha.

Tabela 2.9. Alguns modos de falha de obras subterrâneas.

Ameaça	Descrição
Queda de blocos	Queda de blocos de rocha de grandes dimensões. Os mecanismos envolvidos são os de ruptura planar e de cunha.
Colapso	Ruptura do teto / ruptura de frente de escavação / ruptura do revestimento
Colapso até a superfície	Ruptura do teto / ruptura do revestimento que atinge a superfície criando uma cratera
Deformação excessiva	Deformação excessiva dentro do túnel ou em superfície. Isto pode ocorrer, por exemplo, devido a um projeto ineficiente, construção defeituosa e/ou devido a maciços particulares tais como expansivos ou que sofram squeezing, que não foram previstos.
Inundação	Compreende casos onde o túnel foi invadido por grande quantidade de água subterrânea.
Rock burst/desplacamento	Tensões elevadas no maciço rochoso frágil, ou seja, as tensões locais ultrapassa a resistência do material. Isto pode gerar deslocamento ou na pior das hipóteses, repentinas e violentas rupturas do maciço rochoso.
Ruptura no portal Ruptura em poço	Localização particular do túnel onde a resistência do maciço é menor por causa da falta de confinamento e onde existe concentração de tensões.
Outros	Outros tipos de colapso que inclui ruptura de taludes, etc.

Capítulo 3: Método de estimativa de risco quantitativo

Este capítulo apresenta de maneira sistemática o processo lógico seguido durante as nossas estimativas. Também, um fluxograma é apresentado para clarificar o modelo conceitual implementado como processo de cálculo.

3.1 Reconhecimento das Ameaças

O reconhecimento das ameaças presentes no modelo conceitual do projeto pode determinar o sucesso ou não do empreendimento. Tipicamente, as condições do maciço no local determinam qual o tipo de ameaça presente no projeto. Por exemplo, no caso da, tristemente célebre, barragem de Vajont a ameaça de grandes escorregamentos não foi levada em consideração durante o projeto da mesma. Embora a ameaça tenha sido identificada após a construção, nenhuma medida foi tomada em relação à população alvo, resultando em um extravasamento da barragem com danos de grandes magnitudes com perda de vida humanas e materiais.

3.2 Caracterização das consequências, perdas e dos elementos em risco

A identificação das consequências e das perdas está intimamente ligada à identificação dos elementos em risco; apenas sabendo o que vai ser atingido podemos pensar em como isto pode ser atingido por alguma ameaça. Por exemplo, no caso de um túnel ferroviário com a presença de queda de blocos, o elemento em risco pode ser a passagem de um trem. As consequências da queda de um bloco sobre os trilhos de um trem é a interdição da passagem ou decarrilamento no mesmo cuja intensidade pode ser medida em termos dos dias em que a via é interditada. As perdas podem ser diversas como, por exemplo, os custos decorrentes do atraso do trem, multas, custos de remoção do bloco caído, etc. Assim, poderíamos caracterizar a função de elementos em risco como o custo associado ao número de dias de interdição da via férrea.

3.3 Contínuo versus descontínuo

O maciço rochoso é constituído pela rocha intacta e pelas juntas que interrompem sua continuidade. Consequentemente, o maciço rochoso é um material intrinsecamente descontínuo. No entanto, desde o ponto de vista global, em algumas situações este material descontínuo pode ser tratado como sendo um material contínuo que produza as mesmas respostas, ou seja, um material contínuo equivalente.

Sendo assim, surge a pergunta: em que situações podemos considerar o maciço rochoso como um material contínuo equivalente? Respondendo a esta pergunta, Barla e Barla (2000) fizeram uma análise exaustiva sobre a consideração da continuidade do maciço. Barton (1998) menciona que para um intervalo de qualidade do maciço Q entre 0,1 e 100 a consideração do maciço como um material contínuo equivalente não é adequada. A Figura 3.1 mostra os intervalos onde o maciço pode ser considerado como um contínuo equivalente ou quando deve ser analisado através de modelos numéricos de descontínuo.

Figura 3.1. Intervalos de qualidade de maciço Q para à aplicação de modelagem descontínua (BARTON, 1998).

3.4 Identificação dos modos de falha

Uma ameaça pode se materializar de diversas maneiras. No contexto da confiabilidade estrutural estas maneiras podem ser tratadas como modos de falha. Por exemplo, em rupturas estruturalmente controladas, como na queda de blocos, esta pode ocorrer por escorregamento sobre um ou dois planos, queda, rotação ou modos mistos. Assim, a ameaça da queda de um bloco do teto de uma escavação subterrânea pode acontecer por qualquer um destes mecanismos ou modos de falha. A estimativa da probabilidade de falha correspondente a esta ameaça neste caso pode ser tratada como um sistema.

3.5 Método de confiabilidade

A escolha do método de confiabilidade utilizado para estimar a probabilidade de falha da estrutura depende do método utilizado para estimar o desempenho desta.

Dentre os métodos de confiabilidade, a simulação de Monte Carlo é a que fornece resultados mais robustos. No entanto, a SMC é viável para problemas de engenharia geotécnica apenas quando o tempo computacional de cada realização é relativamente curto;

da ordem de segundos. Isto porque o número de realizações necessárias para estimar eventos de baixa probabilidade de ocorrência é alto. Lembremos que os índices de confiabilidade alvo podem alcançar valores da ordem de 5, o que equivale a uma probabilidade de ocorrência de 10×10^{-6} (um para dez milhões). Ou seja, um projeto onde seja requerido este nível de segurança precisa de mais de 10×10^6 de realizações para ter uma boa estimativa da probabilidade de falha. As soluções analíticas se enquadram neste contexto. Por outro lado, os modelos numéricos de alta complexidade podem também ser avaliados através de SMC, mas na maioria dos casos o tempo computacional é proibitivo.

Quando a avaliação do desempenho da estrutura requer mais esforço computacional, como no caso dos modelos numéricos, os métodos de aproximação ganham importância, devido à redução do tempo computacional. Os métodos de superfície de resposta são muito atrativos neste contexto, devido ao fato de precisarem apenas de resposta discretas para realizar as aproximações da probabilidade de falha da estrutura. A qualidade da identificação do evento de falha é fundamental nestes casos. Quando a identificação é simples, o método de acoplamento direto tem se mostrado eficiente nas aproximações FORM e SORM. Por outro lado, quando a identificação está sujeita a ruídos, o método de superfície de resposta polinomial quadrática iterativa se mostrou mais eficiente do que o acoplamento direto devido aos ruídos afetarem muito os métodos baseados no gradiente como o HLRF. A RSM polinomial quadrática suaviza estes ruídos e torna o processo iterativo mais estável. Estes métodos de superfície de resposta se mostraram eficientes para modelos numéricos de meio contínuo e modelos numéricos de meio descontínuo com modos de falha simples e isolados.

3.6 Função de perigo

A função de perigo é uma função que relaciona a probabilidade de falha sujeita à intensidade da ameaça. Por exemplo, a probabilidade de queda de blocos dependendo do tamanho do bloco. Outro exemplo pode ser a probabilidade da convergência excessiva dependendo do valor da deformação limite.

3.7 Função de perda

A função de perda é a convolução entre as funções de vulnerabilidade e a função de elementos em risco. Tipicamente, a função de elementos em risco é uma função de valor constante. Assim, vários níveis de dano podem ser estabelecidos e consequentemente teremos várias funções de elementos em risco. A função ou funções de vulnerabilidade são

compatíveis com as funções de elementos em risco e indicam o grau de dano (razão) em função da intensidade da ameaça. Por exemplo, no caso citado no item de caracterização da função dos elementos em risco, podem ser estabelecidos vários níveis de dano, entendidos como dias de interdição, por exemplo, 1, 3 e 7 dias de interdição. Cada nível de interdição tem o seu grau de dano dependente da intensidade da ameaça que pode ser entendida como o volume do bloco.

Alternativamente, a função de perda pode ser diretamente calibrada com base em evidências de casos anteriores. Por exemplo, uma função de custo como função direta do volume do potencial bloco instável.

3.8 Quantificação do risco

O risco quantitativo é a convolução da função de perigo com a função de perda. Ou seja, a integral do produto da função de perigo com a função de perda. Quando a intensidade é discretizada em intervalos finitos, as funções de perigo e de perda podem ser multiplicadas de maneira discreta. Este resultado é a função de risco dependente da intensidade. Assim, o somatório dos valores discretos da função de risco é o risco quantitativo total.

Finalmente, o modelo conceitual do método de quantificação de risco proposto é sumarizado no diagrama de fluxo mostrado na Figura 3.2. Podemos observar que o conhecimento do local do estudo, da previsão do método construtivo e do contexto econômico são parâmetros de entrada do processo de cálculo. Isto evidencia a abrangência do método. Este procedimento é utilizado também para estimar cada ponto da função de custo total utilizada no processo de otimização de projeto com base em risco.

Figura 3.2. Modelo conceitual da análise de risco de obras subterrâneas proposta para esta pesquisa

Capítulo 4: Aplicações de Confiabilidade

4.1 Convergência das paredes de um túnel circular

A ameaçada convergência excessiva das paredes é avaliada comumente como um modo de falha através da razão do deslocamento, máximo ou médio, das paredes da escavação subterrânea em relação ao raio ou dimensão da mesma. Este modo de falha pode ser relacionado diretamente com o estado limite de serviço, ELS, e indiretamente com o estado limite último, ELU. Neste contexto, pode ser afirmado que a intensidade de ameaça é a magnitude da convergência das paredes. A convergência das paredes tem sido utilizada para detectar problemas de ‘*squeezing*’ em obras subterrâneas por vários autores (HOEK e MARINOS, 2000; SINGH e GOEL, 1999; TONON, 2012). Também, a norma austríaca de obras subterrâneas em maciço descontínuo (ÖSTERREICHISCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOMECHANIK, 2001; SCHUBERT; GORICKI e RIEDMULLER, 2003) emprega a convergência das paredes para classificar o comportamento do maciço e o tipo de falha mais propenso a acontecer.

Durante a etapa de projeto, a convergência de um túnel pode ser estimada através de formulações analíticas ou do uso de métodos numéricos. O uso de soluções analíticas se encontra restrito a casos particulares onde as dimensões, o formato e o material devem satisfazer condições restritivas como, por exemplo, análise bidimensional de seção circular em meio elástico a grandes profundidades, entre outras (BROWN *et al.*, 1983; CARRANZA-TORRES, 2004b; CHEN e TONON, 2011; DUNCAN FAMA, 1993; KIRSCH, 1898; SALENÇON, 1969). Por outro lado, o uso de métodos numéricos permite representar de maneira mais fiel o comportamento dos materiais. Esta fortaleza é também o ponto mais criticado por parte dos detratores dos métodos numéricos, que alegam que a quantidade de parâmetros necessários como valores de entrada resulta proibitiva para a prática comum de engenharia geotécnica. No entanto, os métodos numéricos são as ferramentas mais utilizadas para projetos de engenharia geotécnica. Na engenharia nacional, os modelos numéricos bidimensionais contínuos são os mais utilizados para o projeto de obras subterrâneas.

4.1.1 Descrição do túnel circular

Um túnel circular profundo construído em um maciço rochoso muito fraturado foi avaliado para estudar o modo de falha por convergência excessiva das paredes. Os dados

utilizados neste problema foram extraídos do artigo de Lu, Sun e Low (2011) onde foi estudada a técnica de superfície de resposta para a estimativa da probabilidade de falha. As características do maciço rochoso, por sua vez, foram extraídas do artigo de Hoek (1998) onde ele estuda a normalidade dos dados através de simulação de Monte Carlo.

O túnel em questão tem um raio de 2 metros e está imerso em um maciço elasto-plástico perfeito com regra de fluxo não associado em condições de tensão hidrostáticas de 3 MPa. O túnel se encontra submetido a uma pressão interna de 0,5 MPa. Hoek relatou que a resistência à compressão uniaxial σ_{ci} da rocha intacta apresentou um valor médio de 10 MPa e um desvio padrão de 2,5 MPa. O parâmetro m_i da rocha intacta apresentou uma média de 8 e um desvio padrão de 1. E finalmente o GSI apresentou um valor médio de 25 e um desvio padrão de 2,5. Estes 3 parâmetros foram descritos através de distribuições normais não correlacionadas, normais correlacionadas e lognormais correlacionadas. Posteriormente, Lu, Sun e Low (2011) realizaram uma nova avaliação dos dados com base no critério generalizado de Hoek-Brown e obtiveram que o ângulo de atrito equivalente do maciço rochoso ϕ_{mr} apresentou um valor médio de $23,7^\circ$ e um desvio padrão de $3,4^\circ$, uma coesão equivalente do maciço rochoso c_{mr} de 280 kPa e um desvio padrão de 60 kPa, e finalmente um módulo de deformabilidade equivalente do maciço rochoso E_{mr} de 1185 MPa e 330 MPa de desvio padrão. O coeficiente de Poisson do maciço rochoso ν_{mr} foi considerado como determinístico e assumido o valor de 0,30.

4.1.2 Solução para material de Mohr-Coulomb

4.1.2.1 Solução analítica de Duncan-Fama

Duncan-Fama (1993) apresentou um equacionamento analítico para o fenômeno de convergência axissimétrica das paredes de um túnel circular profundo escavado em um material elasto-plástico perfeito com regra de fluxo não associada. O túnel profundo de raio R se encontra submetido a um estado de tensões hidrostático com pressão igual a p_0 . Quando a pressão interna do túnel p_i diminui até um valor abaixo da pressão interna crítica p_i^{crit} , o maciço ao redor da abertura plastifica formando uma região plástica de raio R_{pl} . O processo de descarregamento se encontra esquematizado na Figura 4.1. Nesta figura, a curva correspondente à Curva de Resposta do Maciço, CRM, mostra que o descarregamento

progressivo da pressão interna gera um deslocamento de convergência das paredes da escavação no maciço de maneira elástica até que a pressão interna atinge o valor de p_{crit} e posteriormente de maneira elasto-plástica até atingir a pressão interna mínima possível. Quando o processo é estável, o valor mínimo da pressão interna é zero. Isto significa que o maciço se mantém estável sem qualquer tipo de sistema de suporte ou reforço. Há situações em que o deslocamento continua crescendo de maneira acelerada indicando desta maneira um comportamento instável e a consequente falta de auto-sustentabilidade da abertura.

Figura 4.1. Curva pressão interna versus deslocamento característica do maciço.

A existência de um sistema de suporte ou reforço é representada na Figura 4.1 através da Curva Característica do Suporte, CCS. O sistema de suporte equilibra o sistema maciço-suporte na intersecção das curvas, ou seja, quando as tensões e os deslocamentos são compatíveis para ambos os elementos do sistema. A posição da CCS depende de vários fatores como o atraso de instalação e as suas propriedades ao longo do tempo. Para o caso de uma abertura sem revestimento submetida a uma pressão interna, como no caso de um túnel de adução, o equilíbrio é obtido diretamente com uma linha horizontal imaginária na Figura 4.1. A formulação analítica desenvolvida por Duncan-Fama é resumida nas equações (4.1) a (4.7).

$$p_{\text{crit}} = \frac{2p_0 - \sigma_{\text{mr}}}{1 + k_p} \quad (4.1)$$

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi_{\text{mr}}}{1 - \sin \phi_{\text{mr}}} \quad (4.2)$$

$$\sigma_{\text{mr}} = \frac{2c \cos \phi_{\text{mr}}}{1 - \sin \phi_{\text{mr}}} \quad (4.3)$$

$$u_r^e = \frac{R(p_0 - p_i)}{2G_{\text{mr}}} \quad (4.4)$$

$$G_{\text{mr}} = \frac{E_{\text{mr}}}{2(1 + \nu_{\text{mr}})} \quad (4.5)$$

$$R_{\text{pl}} = R \left[\frac{2(p_0(k_p - 1) + \sigma_{\text{mr}})}{(k_p + 1)((k_p - 1)p_i + \sigma_{\text{mr}})} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad (4.6)$$

$$u_r^{\text{pl}} = \frac{R}{2G_{\text{mr}}} \left[2(1 + \nu_{\text{mr}})(p_0 - p_{\text{crit}}) \left(\frac{R_{\text{pl}}}{R} \right)^2 - (1 - 2\nu_{\text{mr}})(p_0 - p_i) \right] \quad (4.7)$$

Esta formulação foi implementada numa planilha do software Mathematica 9.0 (WOLFRAM RESEARCH INC., 2012). Esta planilha serve como função de performance explícita e/ou implícita para realizar análises de confiabilidade. As rotinas de confiabilidade foram traduzidas do StRAnD para o Mathematica 9.0 e foram utilizadas para realizar as análises de confiabilidade com a formulação analítica. Quando a resposta do modelo de análise é utilizada como função implícita, o processo é conhecido como Acoplamento Direto, AD. O acoplamento entre as planilhas do Mathematica é simples, pois o programa trabalha armazenando todas as informações na mesma memória temporária. Assim, o fato de abrir diferentes arquivos cumpre apenas uma função de manter a ordem para a entrada e manejo dos dados.

4.1.2.2 Solução numérica via FLAC3D

Um modelo numérico bidimensional do problema foi implementado no FLAC3D (ITASCA CONSULTING GROUP INC., 2012) e acoplado ao StRAnD v1.07 (BECK,

2011a). Desta maneira, o tratamento das variáveis aleatórias do problema é realizado por completo no StRAnD e, conseqüentemente, o FLAC3D é utilizado apenas como uma função de performance implícita.

A acurácia e precisão do modelo numérico são fundamentais na técnica de acoplamento direto, uma vez que a capacidade de representação da solução analítica que o modelo numérico possui pode determinar a convergência ou não da análise. Jamal (2013) observou que estes requisitos do modelo numérico dependem da distância à qual se encontram os contornos do mesmo. Vlachopoulos (2009) encontrou que para modelos numéricos de túneis circulares em maciço elástico no FLAC3D a resposta era mais acurada para distâncias da fronteira de mais de trinta e duas vezes o raio do túnel ($L_{\text{modelo}} \geq 32R$). Foi verificado por Jamal (2013) que, para maciços elasto-plásticos, a relação sugerida por Vlachopoulos (2009) é válida apenas se o valor de raio do túnel for substituído pelo raio de plastificação, R_{pl} , no maciço ($L_{\text{modelo}} \geq 32R_{pl}$). Este fato é coerente, uma vez que o material que se encontra após o raio de plastificação até então está em condições elásticas e nesta região ainda é válida a teoria da elasticidade. Inclusive, a convergência nesta fronteira é numericamente igual à convergência de uma abertura com raio igual ao raio de plastificação e uma pressão interna numericamente igual à pressão interna crítica que de fato acontece nesta fronteira (veja CARRANZA-TORRES, 2004b; CHEN e TONON, 2011).

Desta maneira, um modelo tridimensional foi implementado para simular condições bidimensionais. A malha do modelo numérico é constituída por duas regiões cilíndricas de parede grossa, uma interna e outra externa, ambas com comprimento axial de 0,2 m. O grau de liberdade na direção do eixo do túnel foi eliminado fixando os deslocamentos dos *gridpoints* no eixo y no valor de zero. Devido ao conhecimento prévio da solução analítica do problema, sabe-se que o raio de plastificação irá variar entre aproximadamente 3 a 6 metros. Por causa do anterior, a fronteira do modelo deve ser de no mínimo 196 m. Nós adotamos uma largura do modelo igual a 200 m. Assim, a casca interna possui um raio interno de 2 m e uma externa de 10 m. A segunda casca possui um raio interno de 10 m e um raio externo de 200 m. Esta divisão é feita já que a região interna, onde acontece a plastificação, precisa de um grau de refinamento bem maior do que a região elástica. Com isto, o modelo foi discretizado em 2.600 zonas, 2.200 na região interna e 400 na região externa.

A precisão dos resultados do modelo numérico foi avaliada em dois pontos. Na média, a resposta analítica apresenta um valor de deslocamento de $u_a = 9,5883$ mm, enquanto que o modelo numérico forneceu um valor de $u_n = 9,588$ mm. Isto mostra um erro de aproximadamente $erro_{\bar{x}} = 0,0031\%$. O erro também foi avaliado para uma condição de convergência de 1% e se obteve um valor de deslocamento de $u_n = 20,0138$ mm e um erro de $erro_{DP} = 0,069\%$. Com isto, aceitamos que o modelo reproduz adequadamente a solução analítica.

Figura 4.2. Detalhe da distribuição de tensões radiais no modelo numérico no FLAC3D.

O modelo numérico foi processado utilizando um computador com processador i7 de 3.4 GHz e 8 GB de memória RAM. A tolerância da convergência foi estabelecida em 100 N de máximo desequilíbrio nodal. O tempo necessário para resolver cada chamada à função de performance foi de aproximadamente entre 40 e 60 s. Assim, uma estimativa com 5 iterações, ou seja, 20 chamadas em um problema de 3 VA, é resolvido aproximadamente entre 13 e 20 minutos. O número de chamadas é levemente incrementado quando é requerida uma aproximação de segunda ordem da probabilidade, ou seja, SORM.

4.1.3 Formulação de confiabilidade e método de análise

Como foi dito ao longo deste capítulo, o modo de falha por convergência excessiva das paredes constitui um estado limite de serviço, ELS. A equação de performance $g(\mathbf{X})$ deste problema pode ser escrita como,

$$g(\mathbf{X}) = \varepsilon_{\text{tol}} - \frac{u_{\text{parede}}}{R} \quad (4.8)$$

onde ε_{tol} é a razão de deslocamento máxima tolerável, u_{parede} é o deslocamento radial da parede e R é o raio do túnel. O termo razão de deslocamento foi escolhido para evitar confusão com termo, mais utilizado, convergência das paredes.

Pode-se encontrar na literatura que alguns autores usam medições deslocamento das paredes para estimar a confiabilidade de um túnel. Por exemplo, Low (LI e LOW, 2010; LU e LOW, 2011; LU; SUN e LOW, 2011) adota tipicamente o deslocamento da parede do túnel como função de performance. Também, Schweiger (NASEKHIAN e SCHWEIGER, 2011; SCHWEIGER; NASEKHIAN e MARCHER, 2011) usa este tipo de resposta para quantificar a probabilidade de falha.

Foram consideradas como variáveis aleatórias do problema: o ângulo de atrito equivalente, ϕ_{mr} , coesão equivalente, c_{mr} , e o módulo de deformabilidade, E_{mr} . As unidades em que os resultados são apresentados são graus [°] e mega Pascal [MPa]. Com o intuito de estudar a sensibilidade do método ao tipo de variável aleatória escolheram-se três situações de análise: a) VA normais não correlacionadas b) VA normais correlacionadas e c) VA não-normais (lognormal) correlacionadas.

Em todas as situações, adotou-se o limite aceitável da razão de deslocamento máxima tolerável de 1% de acordo com a norma Austríaca (ÖSTERREICHISCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOMECHANIK, 2001) correspondente ao limiar de danos para escavações em maciço rochoso fraturado. Vários outros pesquisadores também consideram este valor como o limiar de dano para este tipo de estruturas (HOEK e MARINOS, 2000; SINGH e GOEL, 1999; TONON, 2012).

O algoritmo de otimização usado foi o HLRF e a convergência do método de busca iterativa foi satisfeita para 10^{-2} em β e 10^{-4} na LSS. Também, em cada situação três tipos de

análises foram feitas: i) Solução analítica, ii) Acoplamento direto com respostas da formulação analítica, ADA e iii) Acoplamento direto com respostas do modelo numérico, ADN. A primeira solução corresponde ao valor exato, a segunda corresponde à verificação da técnica de aproximação de gradientes com respostas discretas e a terceira usa tanto a técnica de aproximação de gradientes quanto a resposta numérica discreta. O tamanho de passo utilizado no acoplamento direto foi fixado em 10%. Este valor foi escolhido por que se mostrou como estável durante os testes realizados.

4.1.4 Resultados

4.1.4.1 Variáveis aleatórias normais e não correlacionadas

Primeiro, abordamos o caso em que as variáveis são normais não correlacionadas. Com isto, foi realizada uma análise FORM utilizando a formulação explícita do problema com os dados do maciço. O método convergiu para 7 iterações e apresentou um valor de $\beta = 1,693$. O ponto de projeto x^* encontrado foi de $(\phi_{mr} = 23,7; c_{mr} = 0,2534; E_{mr} = 709,817)$. A Figura 4.3 mostra a localização das tentativas de ponto de projeto ao longo do processo iterativo.

Figura 4.3. Trajetória da convergência no espaço de projeto $\mathbf{X}$ para as variáveis E_{mr} e ϕ_{mr} .

Conhecendo a resposta exata da solução do problema, ou seja, o ponto de projeto e o índice de confiabilidade, a validade da técnica de acoplamento direto pode ser avaliada considerando que as formulações são implícitas e, portanto, os gradientes não são conhecidos.

Este tipo de análise foi chamado de acoplamento direto analítico, ADA. A solução convergiu em sete (7) iterações e forneceu um valor de índice de confiabilidade de $\beta = 1,693$. O ponto de projeto x^* encontrado através de acoplamento direto ADA foi de $(\phi_{mr} = 21,14; c_{mr} = 0,2516; E_{mr} = 709,403)$. Para realizar as sete iterações foram utilizadas apenas 25 chamadas à função de performance implícita. Este resultado apresenta um erro relativo percentual na estimativa do β de 0,002% e de 0,006% na estimativa relativa percentual da probabilidade de falha.

O acoplamento direto utilizando o modelo numérico, ADN, foi realizado através da implementação de um modelo do problema no FLAC3D. O valor do índice de confiabilidade β encontrado através de ADN foi de $\beta_{FORM} = 1,691$ e $\beta_{SORM} = 1,579$. O ponto de projeto encontrado foi de $(\phi_{mr} = 21,65; c_{mr} = 0,257; E_{mr} = 678,6)$. A Tabela 4.1 mostra um resumo dos valores obtidos nas análises com o erro relativo percentual em β .

Tabela 4.1. Resultados das análises de confiabilidade com VA normais e não correlacionadas.

Método	β_{FORM}	erro rel porc. β	P_f
Analítico	1,693		4,525%
ADA	1,693	0,002%	4,526%
ADN	1,691	0,108%	4,543%

4.1.4.2 Resultados com VA normais e correlação entre c e ϕ .

Agora abordamos o caso em que as variáveis são normais, mas com uma correlação entre c_{mr} e ϕ_{mr} igual a $\rho_{c,\phi} = -0,5$. Este valor de correlação é comumente utilizado nas análises de confiabilidade em engenharia geotécnica (LU; SUN e LOW, 2011). Foi realizada uma análise FORM utilizando a formulação explícita do problema com os dados do maciço. O algoritmo de otimização usado foi o HLRF. O método convergiu para 7 iterações e apresentou um valor de $\beta = 1,782$. O ponto de projeto encontrado foi de $(\phi_{mr} = 22,03; c_{mr} = 0,2775; E_{mr} = 630,62)$. A Figura 4.4 mostra as tentativas de ponto de projeto ao longo do processo iterativo para as VA normais correlacionadas.

Figura 4.4. Trajetória da convergência no espaço de projeto $\mathbf{X}$ para as variáveis c e ϕ com $\rho_{c,\phi} = -0,5$.

Para o caso do acoplamento ADA, a solução convergiu em sete (7) iterações e forneceu um valor de índice de confiabilidade de $\beta = 1,782$. O ponto de projeto encontrado através de acoplamento direto ADA foi de $(\phi_{mr} = 22,03; c_{mr} = 0,2751; E_{mr} = 633,506)$. Para realizar as sete iterações foram utilizadas apenas 25 chamadas à função de performance implícita. Este resultado apresenta um erro relativo porcentual na estimativa do β de 0,009%.

No caso do acoplamento numérica ADN, foram necessárias 4 iterações para satisfazer os critérios de tolerância. O valor do índice de confiabilidade β encontrado foi de $\beta_{FORM} = 1,769$ e $\beta_{SORM} = 1,707$. O ponto de projeto x^* encontrado foi de $(\phi_{mr} = 21,65; c_{mr} = 0,257; E_{mr} = 678,6)$. A Tabela 4.2 mostra um resumo dos valores obtidos nas análises.

Tabela 4.2. Resultados das análises de confiabilidade com VA normais e correlacionadas.

	β_{FORM}	erro rel.	P_f
Analítico	1,782		3,738%
ADA	1,782	0,009%	3,737%
ADN	1,769	0,544%	3,843%

4.1.4.3 Resultados com VA lognormais e correlação entre c e ϕ .

Agora, abordamos o caso em que as variáveis são não-normais, com uma correlação entre c e ϕ igual a $\rho_{c,\phi} = -0,5$. Para VA com distribuição lognormal, o método convergiu para 5 iterações e apresentou um valor de $\beta_{\text{FORM}} = 2,062$ e $\beta_{\text{SORM}} = 1,961$. O ponto de projeto x^* encontrado foi de $(\phi_{\text{mr}} = 20,54; c_{\text{mr}} = 0,2645; E_{\text{mr}} = 719,173)$. A Figura 4.5 mostra as tentativas de ponto de projeto considerando as VA lognormais correlacionadas.

Figura 4.5. Trajetória da convergência no espaço de projeto $\mathbf{X}$ para c_{mr} e ϕ_{mr} com $\rho_{c,\phi} = -0,5$, VA lognormais.

A solução convergiu em 5 iterações e forneceu um valor de índice de confiabilidade de $\beta = 2,062$ e o ponto de projeto x^* encontrado através de acoplamento direto ADA foi de $(\phi_{\text{mr}} = 20,55; c_{\text{mr}} = 0,264; E_{\text{mr}} = 719,12)$. Para realizar as sete iterações foram utilizadas apenas 25 chamadas à função de performance implícita. Este resultado apresenta um erro relativo porcentual na estimativa do β de 0,001%.

Finalmente, no caso do acoplamento ADN foram necessárias 3 iterações para estimar o ponto de projeto. O valor do índice de confiabilidade β foi de $\beta_{\text{FORM}} = 2,061$. O ponto de projeto encontrado foi de $(\phi_{\text{mr}} = 20,86; c_{\text{mr}} = 0,251; E_{\text{mr}} = 725,02)$. A Tabela 4.3 mostra um resumo dos valores obtidos nas análises.

Tabela 4.3. Resultados das análises de confiabilidade com VA normais e não correlacionadas.

	β_{FORM}	erro rel.	P_f
Analítico	2,062		1,959%
ADA	2,062	0,001%	1,960%
ADN	2,061	0,038%	1,963%

4.1.5 Considerações finais do problema

As formulações analíticas utilizadas para a resolução deste problema permitiram uma solução rápida e acurada. O tempo de cálculo em todas as situações foi de apenas alguns segundos. Inclusive a utilização de modelos analíticos transcendentais, como o caso da inclusão de suporte, pode ser facilmente resolvida com o uso de rotinas de solução não linear embutidas no Mathematica 9.0 sem muito custo computacional adicional. Vale a pena salientar aqui que o método de cálculo do FLAC3D é, em termos computacionais, o mesmo para modelos constitutivos simples do que para modelos bem mais elaborados. Assim, uma análise elástica demora o mesmo tempo do que uma análise elasto-plástica. Esta característica do software pode ser vista como uma desvantagem em relação a métodos implícitos para o caso de modelos elásticos. No entanto, modelos elásticos são raramente utilizados na prática da engenharia de geotécnica para representar materiais de baixa resistência.

As análises de confiabilidade através de acoplamento direto ADN para o modo de falha de convergência das paredes de um túnel circular se mostrou eficiente e acurada. A Figura 4.6 apresenta uma comparação quantitativa entre as três técnicas estudadas para realizar a estimativa do índice de confiabilidade do problema. Observa-se que tanto o ADA como o ADN apresentam valores acurados em relação à solução analítica do problema. Por outro lado, o tipo de distribuição utilizado na análise influencia também no valor do índice de confiabilidade que cresce de 1,68 para 2,06, com distribuições normais até lognormais com correlação respectivamente. Neste caso, a distribuição normal resulta numa condição mais conservadora do que a lognormal, mas este comportamento não é a regra sendo que em alguns casos pode ocorrer o contrário.

Figura 4.6. Comparação dos resultados obtidos com o método analítico, ADA e ADN.

Em todos os casos abordados o tempo de cálculo necessário para realizar uma estimativa FORM foi de menos de 30 minutos e de menos de 50 minutos para cada estimativa SORM. Cabe ressaltar que o custo computacional dos modelos numéricos estudados neste problema pode ser considerado baixo devido à forma da equação de performance (ou seja, ELS). Este comportamento não pode ser generalizado para todo tipo de performance, por exemplo, uma equação de performance que envolve fatores de segurança ou pressões críticas (ou seja ELU) é computacionalmente muito mais demandante como no caso das análises de estabilidade realizadas por Mollon *et al.* (2009a) onde a estimativa FORM ou SORM tarda aproximadamente 30 h com RSM.

Lembrando que a intensidade da ameaça estudada neste item é a magnitude da convergência, a função de perigo pode ser estabelecida como a probabilidade de atingir uma razão de deslocamento máxima tolerável ou convergência das paredes. Neste problema, este valor foi fixado em 1%. No entanto, a probabilidade de falha pode ser avaliada variando este valor entre 1 e 10%, obtendo assim a função de perigo. Por exemplo, a função de perigo para VA lognormais com correlação é mostrada na Figura 4.7.

Figura 4.7. Função de perigo da convergência das paredes de um túnel.

Cabe ressaltar que na obtenção da função de perigo acima mostrada foi utilizado o algoritmo de otimização iHLRF uma vez que o algoritmo HLRF se mostrou instável para realizar a aproximação de valores baixos de probabilidade.

Contudo, conclui-se que a técnica de acoplamento direto e o método FORM se mostraram eficientes para estimar a confiabilidade de um problema em geotecnia, inclusive quando o uso de um modelo numérico é necessário.

4.2 Estabilidade de frente - Colapso de túnel raso em maciço rochoso extremamente fraturado

A ameaça da ruptura da frente de escavação de um túnel é um problema crítico durante a fase de construção de túneis, principalmente em túneis rasos. Nos casos de ruptura da frente de escavação mais graves relatados na literatura, a ruptura atinge a superfície do terreno e, assim, é conhecida como ruptura a céu aberto ou '*daylight failure*'. A ruptura da frente de escavação pode acontecer por dois tipos de mecanismos (modos de falha): ruptura ativa ou colapso, e ruptura passiva ou '*blow-out*'. Este último tipo de ruptura acontece principalmente em escavações pressurizadas como no caso de máquinas tuneladoras TBM ('*Tunnel Boring Machine*'). Uma ruptura por '*blow-out*' é caracterizada pela extrusão do maciço geotécnico para fora da cavidade subterrânea. Por outra parte, a ruptura da frente de escavação por colapso é caracterizada pela intrusão do maciço rochoso na cavidade subterrânea.

Contudo, formulações analíticas e numéricas têm sido utilizadas para estudar a ocorrência deste modo de falha. As formulações analíticas são principalmente baseadas na análise limite, ou seja, os limites superior e inferior da teoria da plasticidade. Dentre as formulações analíticas podemos destacar os métodos de Davis *et al.* (1980), Leca e Dormieux (1990), Heinz (1988), Carranza-Torres (CARRANZA-TORRES, 2004a; CARRANZA-TORRES; REICH e SAFTNER, 2013) e Mollon *et al.* (2009b; 2011). Por outro lado, a estabilidade de frente tem sido estudada com base em modelos numéricos de elementos finitos (JAMAL, 2013) e diferenças finitas (CARRANZA-TORRES; REICH e SAFTNER, 2013; MOLLON; DIAS e SOUBRA, 2009a), principalmente.

4.2.1 Descrição do túnel estudado

Um túnel circular raso é escavado em um maciço extremamente fraturado tratado como material contínuo com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Neste caso, a estabilidade de frente perante o colapso da frente de escavação é estudado. As características do maciço utilizadas neste item foram tomadas do artigo de Mollon, Dias e Soubra (2009a). Naquele artigo, esses autores estudaram o uso de superfícies de resposta na estimativa da confiabilidade do túnel.

O túnel avaliado tem um raio de $R=10$ m e uma cobertura de $C=10$ m sem carga superficial. O peso específico do material pode ser considerado como determinístico e igual a $\gamma=18$ kN/m³. Adicionalmente, não foi registrada a presença do nível d'água. O módulo de

deformabilidade E_{mr} e o coeficiente de Poisson ν_{mr} podem ser considerados determinísticos com valores de $E_{mr} = 240$ MPa e $\nu_{mr} = 0,3$. Por outro lado, foi encontrado que o ângulo de atrito e a coesão podem ser descritas como variáveis aleatórias normalmente distribuídas. Neste exemplo, os valores utilizados para os parâmetros das VA e a correlação entre eles foram de: $\mu_\phi = 17^\circ$, $\mu_c = 7$ kPa, $CV_\phi = 10\%$, $CV_c = 20\%$ e $\rho_{\phi,c} = -0,5$.

4.2.2 Solução analítica – limite inferior

Carranza-Torres (2004a) integrou a solução de limite inferior de Caquot e Kérisel (1949) satisfazendo as condições de continuidade na superfície do maciço logo acima do túnel. A solução leva em consideração o fator de segurança através do uso do método de redução da resistência (veja DAWSON; ROTH e DRESCHER, 1999). Como resultado, a pressão interna que garante certo fator de segurança pode ser estimada analiticamente. Posteriormente, Carranza-Torres, Reich e Saftner (2013) apresentaram a solução estendida para diversas condições do nível d'água. Consequentemente, a pressão interna estimada com esta formulação é uma estimativa da pressão máxima que satisfaz o equilíbrio e o fator de segurança imposto. A Figura 4.8 mostra uma representação esquemática do problema resolvido por Caquot (1949) e abordado novamente por Carranza-Torres (2004a).

Figura 4.8. Representação esquemática do problema abordado por Carranza-Torres (2004a)

A formulação apresentada por Carranza-Torres (2004a) é mostrada a seguir.

$$\frac{p_i}{\gamma a} = \left(\frac{q_s}{\gamma a} + \frac{c}{\gamma a \tan \phi} \right) \left(\frac{h}{a} \right)^{-k(N_\phi^{FS}-1)} - \frac{1}{k(N_\phi^{FS}-1)-1} \left[\left(\frac{h}{a} \right)^{1-k(N_\phi^{FS}-1)} - 1 \right] - \frac{c}{\gamma a \tan \phi} \quad (4.9)$$

$$FS = \frac{c}{c^{cr}} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi^{cr}} \quad (4.10)$$

$$N_\phi^{FS} = \frac{1 - \sin \left(\tan^{-1} \frac{\tan \phi}{FS} \right)}{1 + \sin \left(\tan^{-1} \frac{\tan \phi}{FS} \right)} \quad (4.11)$$

onde p_i é a pressão interna instalada na frente de escavação; a é o raio equivalente da cavidade; h é a profundidade do eixo do túnel; k é uma constante que depende do tipo de cavidade analisada; ou seja, $k=1$ para cavidade cilíndrica e $k=2$ para cavidade esférica. Na frente de escavação, o raio equivalente a pode ser estimado como:

$$a = \sqrt{\frac{L^2}{4} + R^2} \quad (4.12)$$

onde R é o raio do túnel e L é o comprimento não suportado túnel.

De maneira geral, a condição de ruína pode acontecer para situações nas quais os parâmetros de resistência não conduzem necessariamente ao colapso da escavação. Por exemplo, Repetto *et al.* (2006) realizaram análises de sensibilidade da probabilidade de ruína de frente de escavação em função da pressão interna aplicada por uma máquina tuneladora (*'EPB Shield'*) e utilizaram o valor $FS=2$ como estado limite para estas análises. Estritamente, esta consideração conduz a uma subestimativa da segurança da escavação e, conseqüentemente, a custos maiores já que a pressão instalada na frente deverá ser maior para manter a segurança.

Neste ponto, vale a pena lembrar que a solução aqui tratada fornece valores de pressão crítica superiores aos reais, inclusive para $FS=1$, por se tratar de uma solução de limite inferior. Assim, considerou-se que o valor adequado do FS utilizado para as análises de confiabilidade deve ser de $FS=1$ uma vez que pela formulação do método de redução da resistência os valores obtidos com a formulação diretamente correspondem ao valor analítico

do limite inferior. Tipicamente, análises que procuram satisfazer um fator de segurança mínimo estão implicitamente buscando satisfazer um requisito de segurança e/ou confiabilidade (ASD/LRFD). A consideração de um desses fatores estaria superpondo os efeitos de ambas as considerações (fator de segurança+confiabilidade).

4.2.3 Solução analítica – limite superior

Mollon *et al.* (2011) apresentaram uma solução de limite superior para o cálculo da estabilidade de frente ao colapso de um túnel raso de diâmetro D . Aquele mesmo artigo contém a solução para o modo de falha por *blow-out*, mas este modo não foi abordado aqui por se tratar de um tipo de ruptura comum em escavações pressurizadas com TBM. O método de estimativa de estabilidade consiste em discretizar uma potencial superfície de escorregamento cinematicamente admissível. Cada elemento discretizado na superfície do mecanismo de escorregamento deve satisfazer a regra de fluxo associada, ou seja, que tal superfície forme um ângulo igual ao ângulo de atrito em relação à velocidade do movimento da massa instável. Apenas dois tipos de superfície satisfazem esta condição: a superfície plana e a espiral logarítmica.

Figura 4.9. Seção longitudinal do mecanismo de colapso da frente de escavação.

Neste caso, o movimento rotacional ocorre para dentro da escavação através de uma superfície cônica limitada por espirais logarítmicas, tal com mostrado na Figura 4.9. Nesta

figura podemos observar que algumas características importantes de mecanismo de colapso como o centro de rotação e raios dos pontos A, B, E e F podem ser obtidos a partir de relações geométricas simples. Contudo, o mecanismo fica completamente definido por duas feições geométricas: a posição angular e raio relativo do ponto E, β_E e r_E / D respectivamente.

Conhecendo a posição angular e raio relativo do ponto E, podemos obter as coordenadas do centro de rotação O como,

$$Y_O = D \cdot \left[\frac{r_E}{D} \cdot \cos(\beta_E) - \frac{1}{2} \right] \quad (4.13)$$

$$Z_O = D \cdot \left[-\frac{r_E}{D} \cdot \sin(\beta_E) \right] \quad (4.14)$$

Com isto, as feições dos pontos A e B podem ser obtidas como,

$$r_A = \sqrt{Z_O^2 + Y_O^2} \quad (4.15)$$

$$r_B = \sqrt{Z_O^2 + (Y_O + D)^2} \quad (4.16)$$

$$\beta_A = \tan^{-1} \left(-\frac{Z_O}{Y_O} \right) \quad (4.17)$$

$$\beta_B = \tan^{-1} \left(-\frac{Z_O}{Y_O + D} \right) \quad (4.18)$$

E Finalmente, uma vez que o ponto F pertence às duas espirais limite, pode-se estimar,

$$\beta_F = \frac{\frac{\ln(r_B / r_A)}{\tan \phi} + \beta_A + \beta_B}{2} \quad (4.19)$$

$$r_F = r_A \cdot \exp[(\beta_A - \beta_F) \cdot \tan \phi] = r_B \cdot \exp[(\beta_F - \beta_B) \cdot \tan \phi] \quad (4.20)$$

Uma vez definida a geometria da superfície, esta deve ser discretizada tanto radial quando tangencialmente, como mostrado na Figura 4.10.

Figura 4.10. Discretização do mecanismo de colapso

O método de estabilidade de Mollon precisa de um processo de otimização para encontrar a superfície crítica e, portanto, a solução do problema (β_E e r_E/D que minimizam o fator de segurança). Este modo de ruptura foi implementado por Mollon no pacote de *software* MATLAB (MATHWORKS, 2010) e disponibilizado no seu website pessoal (<http://guilhem.mollon.free.fr/>) com o nome de TFSS (*Tunnel Face Stability Software*). O código TFSS realiza análises determinísticas e probabilísticas da estabilidade de frente de túneis circulares rasos. O cálculo probabilístico é realizado através de Superfícies de Resposta Estocásticas com base em Colocalização (CSRS – *Collocation-based Stochastic Response Surface*). Este método se apoia na teoria dos polinômios de caos que como é sabido pode demandar uma grande quantidade de realizações para a construção das superfícies de resposta. Adicionalmente, os pontos de amostragem (raízes dos polinômios de Hermite) se localizam na região próxima à origem do espaço Gaussiano. Esta condição é uma limitação do método CSRSM uma vez que a representatividade das superfícies de resposta se vê restrita à região próxima à origem, ou seja, o método perde precisão para problemas de baixa probabilidade de falha (longe da origem). Esta limitação pode ser superada com o incremento do grau dos polinômios, incrementando desta maneira o número de realizações necessárias.

No entanto, resgatamos a formulação mecânica que se mostrou muito precisa em relação a modelos numéricos no FLAC3D. Consequentemente, o modelo mecânico será

utilizado para as nossas análises probabilísticas. A Figura 4.11 mostra a saída gráfica da superfície de escorregamento crítica obtida do Matlab após a análise mecânica. Aqui pode se observar a resolução considerada no cálculo. Vale a pena lembrar que a superfície é um conjunto de segmentos de planos em 3D.

Figura 4.11. Resolução da superfície de escorregamento utilizada pelo TFSS

4.2.4 Solução numérica

Os modelos numéricos podem ser utilizados para estimar probabilidades de falha desde que isto seja feito de maneira otimizada. A grande limitante do uso dos modelos numéricos para a estimativa de probabilidades é o tempo de processamento. Assim, quanto menos realizações forem necessárias para realizar uma estimativa de probabilidade, mais eficiente é o método.

Os métodos de equilíbrio limite parecem interessantes, pois eles tipicamente são rápidos e possuem uma definição clara do evento de falha. Por outro lado, os modelos numéricos (elementos finitos, diferenças finitas, etc.) comumente não possuem uma definição clara do evento de falha. Assim, alguns autores definem eventos de falha, no estado limite último, se baseando em outros parâmetros, por exemplo, deslocamentos limite na ruptura. Para o caso de métodos implícitos (elementos finitos), o evento de falha pode ser reconhecido pelo controle indireto de deslocamentos (BRINKGREVE e BAKKER, 1991). Por outro lado, no caso dos

métodos explícitos (diferenças finitas, elementos distintos), o evento de falha é determinado pela permanência de forças desbalanceadas. Mollon *et al.* (2009) utilizaram o software comercial FLAC3D para estimar a estabilidade de frente de um túnel raso. Estes autores utilizaram o mesmo critério do cálculo do fator de segurança do FLAC3D para implementar uma função de busca da pressão crítica na frente de escavação. FLAC3D é um código de solução explícita no tempo e, portanto, determina o evento de falha utilizando a força desbalanceada.

Desta maneira, verificamos que os métodos numéricos podem e devem ser utilizados de maneira eficiente para realizar a estimativa de probabilidades de falha. Sua eficiência depende da rapidez do método numérico e do método de confiabilidade utilizado. No nosso caso, a versatilidade e rapidez do FLAC3D condicionaram a nossa escolha por este *software*. A confiabilidade do túnel avaliado neste exemplo foi avaliada por Mollon et al. (2009). Para realizar este estudo, foi implementada uma função FISH capaz de realizar uma busca automática da pressão crítica correspondente a cada vetor de variáveis aleatórias. A Figura 4.12 mostra o resultado de um processo de busca automática pela pressão crítica.

Figura 4.12. Processo de busca da pressão crítica.

Cada abscissa (iteração) apresenta 3 valores de pressão instalada na face de escavação do túnel. Em outras palavras, cada avaliação da função de performance apresenta 3 estimativas da pressão interna crítica: uma superior (estável), uma inferior (instável) e uma média como melhor estimativa. Assim, se uma solução do modelo numérico emprega 1

minuto para resolver um modelo e 10 iterações são necessárias para encontrar uma pressão crítica, então uma avaliação da função de performance leva em média 10 minutos. Tal como foi visto nos capítulo 2.5.3, o número de avaliações da função de performance de n VA necessárias para realizar uma estimativa FORM com Acoplamento Direto com $m = 4$ iterações é de $4(n+1)$. Desta maneira, para um problema com duas VA são necessárias 12 avaliações e, consequentemente, 2 horas de processamento. No entanto, foi encontrado que o método de acoplamento se mostrou instável e sem convergência devido às instabilidades nas estimativas dos gradientes; motivo pelo qual optamos por utilizar o método de superfície de resposta quadrática com termos cruzados. Este método emprega $m(n+1)(n+2)/2$ avaliações e com 2 VA e 4 iterações o método demora 4h para fornecer uma aproximação de primeira ordem. Porém, este método apresentou menos instabilidade devido ao efeito suavizado dos polinômios ajustados em cada iteração e foi finalmente utilizado para realizar as aproximações.

4.2.5 Formulação de confiabilidade e método de análise

Como foi dito ao longo deste capítulo, o modo de falha por colapso da frente de escavação constitui um estado limite último, ELU. A equação de performance $g(\mathbf{X})$ deste problema pode ser escrita como,

$$g(\mathbf{X}) = p_{\text{crit}} - p_i \quad (4.21)$$

onde p_{crit} é a pressão crítica que corresponde à condição limite de estabilidade, ou seja, quando o FS é unitário. Este valor é encontrado de acordo com os três modelos mecânicos apresentados acima: limite superior, LS; limite inferior, LI e modelagem numérica com o FLAC3D. O valor de p_i é a pressão instalada na frente de escavação.

4.2.6 Resultados: comparação e discussão

O mesmo túnel foi avaliado com três modelos mecânicos: limite superior, limite inferior e modelagem numérica explícita. Esses modelos foram escolhidos por serem utilizados de maneira frequente na prática da engenharia. Assim, o impacto da sua utilização pode ser estudado desde o ponto de vista da confiabilidade. A comparação foi realizada dentro de um intervalo de pressões internas de 0 a 100 kPa para o modo de falha de colapso da frente de escavação. A Figura 4.13 mostra a variação do índice de confiabilidade dentro do intervalo de

análise. Em todos os casos, o ângulo de atrito apresentou a maior sensibilidade variando entre 0,80 e 0,97 de maneira inversa com a pressão interna.

Figura 4.13. Índice de confiabilidade de acordo com a pressão interna no túnel.

Lembrando que a análise por modelagem numérica pode ser considerada como a resposta exata, nossas conclusões foram baseadas nesta hipótese. Observa-se na Figura 4.13 que a solução de limite inferior apresenta menores índices de confiabilidade do que os obtidos da resposta numérica. Isto indica que a solução de Carranza-Torres de limite inferior está do lado da segurança uma vez que a probabilidade de falha para uma mesma pressão interna é maior do que a exata. Ou seja, um projeto realizado com o método do limite inferior sobredimensiona a pressão necessária para atingir um determinado grau de segurança. Por outro lado, a solução de Mollon de limite superior se mostrou acurada em relação à solução numérica quando comparada com a de Carranza-Torres. Isto ocorre devido à consistência teórica da formulação utilizada para o limite superior (MOLLON; DIAS e SOUBRA, 2011).

Acredita-se que o fato do modelo analisado não ter atraso para a instalação do suporte beneficiou a acurácia do método de Mollon *et. al* 2011; vale a pena lembrar que neste método não se considera nenhum vão entre o último suporte instalado e a frente de escavação. No caso de existir atraso, a diferença entre a solução exata e a de Mollon deve aumentar. A solução de Carranza-Torres consegue considerar o atraso, então a sua acurácia deve melhorar com o incremento do atraso na instalação do suporte.

4.2.7 Conclusão

Neste capítulo, foram aplicadas soluções numéricas e analíticas para realizar a estimativa da confiabilidade da frente de escavação de um túnel raso contra o colapso. A pressão instalada na frente de escavação pode corresponder a uma pressão exercida por uma máquina tuneladora ou de maneira idealizada pela resistência oferecida por um núcleo produto da parcialização da escavação segundo o método de escavação sequencial. O efeito desta pressão foi considerado como um valor determinístico dentro de nossas análises. No entanto, esta consideração (restrição) poderia ser relaxada para incorporar esta variabilidade na análise.

Também verificamos que, para o caso estudado, o método de limite superior se mostrou acurado em relação aos valores de índice de confiabilidade estimados com o auxílio de modelos numéricos do FLAC3D. Assim, para a situação de maciços que possam ser considerados como homogêneos e onde o atraso de instalação do suporte seja pequena em comparação com as dimensões da escavação, o método de limite superior de Mollon *et. al* 2011 pode ser utilizado com grande acurácia. Por outro lado, para maciços de conformação complexa e heterogênea o emprego de modelos numéricos do FLA3D conjuntamente ao método de Superfície de Resposta Quadrática pode ser uma opção eficiente e estável quando comparado com a simulação de Monte Carlo ou outros métodos de aproximação como o Acoplamento Direto. Os resultados obtidos sugerem que a instabilidade observada no processo iterativo do acoplamento direto se deve a ruídos numéricos herdados do método de estimativa das pressões críticas. No entanto, o efeito destes ruídos é suavizado devido aos processos de ajuste dos polinômios de resposta em cada iteração tornando o processo de busca estável.

4.3 Aplicação: Confiabilidade - Queda de blocos - Cunha rígida em teto plano com descontinuidades persistentes

O modo de falha por queda de blocos é um assunto complexo uma vez que as feições geológicas envolvidas são intrinsicamente estocásticas, ou seja, que variam espacial, temporal e aleatoriamente. No entanto, é o principal modo de falha em escavações subterrâneas em maciços rochosos fraturados. Por causa disto, houve esforços para obter soluções analíticas e para a criação de métodos numéricos para meio descontínuo, como a teoria de blocos chaves ou o método dos elementos distinto, respectivamente. Para a obtenção destas soluções, algumas simplificações foram feitas, sendo que estas hipóteses podem ou não ter grande influência na avaliação do desempenho do maciço.

Em relação às soluções analíticas, por exemplo, Goodman e Shi (1985) desenvolveram um método racional para determinar a localização e o formato dos blocos chaves em meios rochosos fraturados, ou seja, um método de análise cinemática ou de estimativa da formação de blocos potencialmente instáveis. Dentre as hipóteses adotadas por Goodman e Shi podemos mencionar o fato de que as descontinuidades são persistentes e que os blocos de rocha intacta são indeformáveis. Por outro lado, Warburton (1981) desenvolveu um método de análise vetorial cinética para a estabilidade de blocos com geometria conhecida. Outras pesquisas também apontaram neste sentido relaxando algumas das simplificações previamente adotadas ou incrementando as considerações dos modelos conceituais (CRAWFORD e BRAY, 1983; ELSWORTH, 1986; GOODMAN; SHI e BOYLE, 1982; NOMIKOS; SOFIANOS e TSOUTRELIS, 2002; NOMIKOS; YIOUTA-MITRA e SOFIANOS, 2006; PÖTSCH, 2011; SOFIANOS, 1986; TONON, 2007a; TONON, 2007b).

Os métodos numéricos para meio descontínuo em mecânica das rochas tiveram o seu início com Cundall (1971) com o método dos elementos distintos, DEM (Distinct Element Method), que é um subgrupo dos elementos discretos. Esta linha de desenvolvimento progrediu durante mais de 25 anos até o moderno 3DEC (ITASCA CONSULTING GROUP INC., 2007). O DEM usa um processo de cálculo ao longo do tempo considerando o maciço rochoso como um arranjo de blocos discretos onde as interações entre blocos bem como o comportamento dentro de cada bloco são robustamente resolvidas. Neste método, o comportamento mecânico das descontinuidades pode ser representado com qualquer modelo constitutivo. Por outro lado, o comportamento dentro do bloco pode ser contornado com o emprego de técnicas numéricas de meio contínuo como elementos finitos, de contornos ou

diferenças finitas considerando o modelo constitutivo mais adequado para cada situação. Também dentre os principais métodos dentro do grupo dos elementos discretos, encontramos o método de análise de deformações descontínuas, DDA (do inglês '*Discontinuous Deformation Analysis*'), desenvolvido por Shi (1988). O método DDA possui a limitação de considerar os contatos como sendo rígidos.

Neste caso, vamos resolver este problema utilizando a formulação analítica de Goodman, Shi e Boyle (1982).

4.3.1 Descrição do túnel estudado

Como exemplo de aplicação, utilizamos o caso de um túnel de seção quadrada de 6 m de largura com eixo no sentido norte-sul foi escolhido para estudar o modo de falha por queda de blocos. As características do maciço rochoso foram escolhidas de tal maneira de reproduzir qualidade intermediária onde as rupturas estruturalmente controladas são dominantes.

Assim, o maciço rochoso possui 3 famílias de descontinuidades com orientação descrita deterministicamente: F1 $m=60^\circ$ $dm=60^\circ$; F2 $m=60^\circ$ $dm=180^\circ$ e F3 $m=60^\circ$ $dm=300^\circ$. As descontinuidades foram descritas como levemente onduladas e rugosas sem estrias. Não foi detectada a presença de água. As três famílias de descontinuidades apresentam espaçamentos variáveis que podem ser descritos através de variáveis aleatórias exponenciais. O espaçamento médio de cada família é de 1,0 m, pelo qual a frequência é igual a 1,0.

As características do maciço descritas acima foram utilizadas como dados de entrada para o método de estimativa quantitativa de qualidade do maciço proposto por Cai e Kaiser (CAI e KAISER, 2006). O fator de condição das juntas foi avaliado como tendo o valor de $J_c = 1.0$ e o volume do bloco como $V_b = 1,024 \text{ m}^3$. Com estes parâmetros o valor do Índice de Resistência Geológica foi de $GSI = 60$. Este valor de GSI corresponde a um valor de Índice modificado do sistema Q de Barton igual a $Q' = 5.9$. Vale a pena lembrar que este índice corresponde às condições secas e $SRF = 1,0$ (situações de tensões moderadas $\sigma_c/\sigma_1 \in [10; 200]$). Para o caso de tensões baixas o valor de Q' pode ser reduzido pelo fator 2,5, assim, o Q do maciço pode ser considerado como $Q = 2,3$; considerado como um maciço de classe D ou pobre.

O sistema de suporte do túnel foi estimado seguindo as recomendações de Barton (BARTON, 2002). Para um túnel ferroviário (tipo D) o valor do Índice de Suporte da Escavação é de $ESR=1,3$. Assim, o sistema de suporte fica constituído por um revestimento de concreto projetado de 50 mm de espessura e uma malha quadrada regular de atirantamento sistemático com espaçamento de 1,90 m e tirantes de 2,70 metros de comprimento. Neste ponto, cabe ressaltar que Barton, Lien e Lunde (1974) estabeleceram estas recomendações para tirantes de carga de trabalho de 10 t (SI: 100 kN) e concreto de 50 kgf/cm² (SI: 5 MPa). Aqui, foi adotado que a resistência do concreto projetado é igual à do concreto considerado por Barton, Lien e Lunde, bem como a resistência dos tirantes. Em relação à escavação, segundo as recomendações da Barton, Lien e Lunde (1974), o máximo vão para a escavação não deve ultrapassar 3,70 m de comprimento/largura/altura.

As análises de confiabilidade deste túnel foram realizadas considerando que as características geométricas do túnel e do suporte foram mantidas constantes. Por outro lado, sendo que os espaçamentos das famílias de descontinuidades são exponencialmente distribuídos, o tamanho dos blocos do teto pode ser descrito através de uma variável aleatória que segue a distribuição proposta por McCullagh e Lang (1984). Assim, as variáveis aleatórias, VA, do problema, consideradas aqui são o ângulo de atrito, ϕ_j , e a dilatância, i_j , das descontinuidades, além do tamanho do bloco instável, h . Com o intuito de simplificar as análises, foi considerado que ϕ_j e i_j apresentam as mesmas distribuições para cada descontinuidade. Os ângulos de atrito e dilatância foram descritos através de distribuições normais. Os parâmetros das variáveis aleatórias utilizadas nestas análises são mostrados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4. Parâmetros das variáveis aleatórias.

VA	Espaçamento	Atrito		Dilatância	
	λ	μ_ϕ	$CV\phi$	μ_ψ	$CV\psi$
F1	1,0				
F2	1,0	35	0,20	10	0,20
F3	1,0				

Neste ponto, é de suma importância perceber que o problema de confiabilidade consiste na queda de um bloco limitado por três superfícies resistentes. Em outras palavras, mesmo que os parâmetros das distribuições utilizadas para as três descontinuidades sejam iguais,

estas não podem ser consideradas como sendo uma única variável aleatória, pois cada variável aleatória representa um grau de liberdade para o ponto de projeto. Por exemplo, se fosse considerado que os ângulos de atrito das três famílias fossem iguais, estaríamos supondo implicitamente que a correlação entre as VA correspondentes aos ângulos de atrito é máxima e igual à unidade. Isto reduziria ou maximizaria rapidamente a probabilidade do evento falha ocorrer e, conseqüentemente, mascararia o valor da probabilidade de falha. Assim, para três famílias de descontinuidades o número de variáveis aleatórias consideradas foi de 7 VA: 3 para o ângulo de atrito, 3 para a dilatação e 1 para a altura do bloco.

As outras variáveis que influenciam o fenômeno foram consideradas como determinísticas. A razão entre as rigidezes tangencial e normal das descontinuidades foi considerada como determinística e igual a $k_s/k_n = 0,1$. O peso específico da rocha intacta foi considerado como $\gamma_i = 26 \text{ kN/m}^3$. Para o concreto projetado, devido ao fato do modo de falha presente no caso de cunhas ser predominantemente cisalhamento, a resistência ao cisalhamento do concreto projetado foi estimada de acordo com a norma canadense CSA A23.3-04 (CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, 2004) e a norma norte-americana ACI 318-95 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1995) que recomendam adotar o valor de $\tau_c = 0,2\sqrt{f'_c}$. Desta maneira, a resistência ao cisalhamento do concreto projetado para uma resistência à compressão simples de $f'_c = 5 \text{ MPa}$ foi de $\tau_c = 447 \text{ kPa}$.

Com o intuito de cobrir as etapas de construção, foram consideradas três situações: a) teto sem suporte; b) teto com tirantes instalados espaçados 1,90 m; e c) teto com tirantes instalados espaçados 1,90 m e concreto projetado de 50 mm de espessura. A Figura 4.14 mostra a localização do bloco com geometria média e reforço completo (situação c) no teto de escavação.

Figura 4.14. Localização esquemática do bloco no teto com o sistema de reforço completo instalado.

4.3.2 Solução analítica

Goodman, Shi e Boyle (1982) apresentaram a solução analítica para a estimativa da força necessária A_0 para estabilizar uma cunha localizada no teto plano de uma escavação limitada por n planos, sendo que um deles corresponde à superfície livre e os outros às descontinuidades geológicas.

$$\frac{A_0}{W} = 1 - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\sigma_{n,i} A_i \sin(\phi_i - \alpha_i) \left[\left(\frac{k_{s,i}}{k_{n,i}} \right) \cos \alpha_i \cos i_i + \tan \alpha_i \sin(\alpha_i - i_i) \right]}{W \cos \phi_i \left[\left(\frac{k_{s,i}}{k_{n,i}} \right) \cos \alpha_i \cos i_i + \tan \phi_i \sin(\alpha_i - i_i) \right]} \quad (4.22)$$

onde n é o número de faces do bloco, uma delas corresponde ao teto da escavação; A_0 a força necessária para estabilizar o bloco; W o peso do bloco; $\sigma_{n,i}$ a tensão normal atuando na i -ésima face do bloco; A_i a área da i -ésima face do bloco; ϕ_i o ângulo de atrito da face; α_i o complemento do ângulo de mergulho da junta que origina a face; $k_{s,i}$ a rigidez ao cisalhamento da junta; $k_{n,i}$ a rigidez normal da junta; i_i o ângulo de dilatação da junta.

Tonon (2007a) demonstrou topologicamente que o máximo bloco removível, MBR, em uma escavação subterrânea é limitado por no máximo 4 descontinuidades. Por outro lado, Hatzor e Feintuch (2005) demonstraram que a probabilidade do evento de mais do que três planos de descontinuidades se interceptem no mesmo ponto é nula. Assim, de maneira geral, o MBR de uma escavação subterrânea é um tetraedro. Consequentemente, para o caso onde o maciço possui mais de 3 famílias de descontinuidades (n_j) a análise de estabilidade de blocos pode ser feita considerando por análise combinações de 3 famílias de descontinuidades. Desta maneira são necessárias $C_3^{n_j} - n_{ub}$ análises de estabilidade determinísticas para uma escavação em um maciço rochoso que possui n_j famílias de descontinuidades (onde $C_3^{n_j} = \frac{n_j!}{(n_j-3)!3!}$ e n_{ub} o número de blocos não removíveis).

4.3.3 Equação de performance

Da equação (4.22) reconhecemos que A_0 em si representa uma medida da violação da condição de estabilidade, ou seja, quanto reforço é necessário para se estabilizar a cunha. Quando o valor de A_0 é positivo, a cunha se encontra instável e quando o valor de A_0 é negativo a cunha está em segurança. Considerando que a única solicitação para a cunha é o peso próprio, então a equação (4.22) pode ser reescrita como,

$$A_0 = W - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\sigma_{n,i} A_i \sin(\phi_i - \alpha_i) \left[\left(\frac{k_{s,i}}{k_{n,i}} \right) \cos \alpha_i \cos i_i + \tan \alpha_i \sin(\alpha_i - i_i) \right]}{\cos \phi_i \left[\left(\frac{k_{s,i}}{k_{n,i}} \right) \cos \alpha_i \cos i_i + \tan \phi_i \sin(\alpha_i - i_i) \right]} \quad (4.23)$$

Sendo o peso próprio W a única solicitação do sistema, reconhecemos que $S_{cunha} = W$ e que a componente vertical da resistência oferecida pelas descontinuidades deve ser a resultante do somatório, assim,

$$R_{cunha} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\sigma_{n,i} A_i \sin(\phi_i - \alpha_i) \left[\left(\frac{k_{s,i}}{k_{n,i}} \right) \cos \alpha_i \cos i_i + \tan \alpha_i \sin(\alpha_i - i_i) \right]}{\cos \phi_i \left[\left(\frac{k_{s,i}}{k_{n,i}} \right) \cos \alpha_i \cos i_i + \tan \phi_i \sin(\alpha_i - i_i) \right]} \quad (4.24)$$

Portanto, podemos utilizar A_0 para construir uma função de performance para a queda de um bloco de um teto plano sem reforço da seguinte maneira:

$$g_{cunha}(\mathbf{X}) = R_{cunha} - S_{cunha} = -A_0 \quad (4.25)$$

No caso em que a escavação possuir algum tipo de revestimento, suporte ou reforço, este poderá ser considerado através da sua contribuição como elemento resistente, $R_{suporte}$, da seguinte maneira,

$$g_{cunha}(\mathbf{X}) = R_{suporte} - S_{cunha} = (R_{suporte} + R_{cunha}) - S_{cunha} = R_{suporte} - A_0 \quad (4.26)$$

O procedimento de cálculo geométrico das feições de cunhas em teto rígido é detalhado no ANEXO III.

4.3.4 Resultados e discussões

O cálculo da probabilidade de falha foi realizado usando acoplamento direto no Mathematica 9.0 e os valores de probabilidade foram determinados com aproximações de primeira ordem. Foram avaliados três casos, tal como descrito linhas acima.

Devido à simetria na geometria da cunha estudada e à correlação nula entre as variáveis aleatórias estudadas, o ponto de projeto resultou no mesmo valor, correspondente aos ângulos de atrito e de dilatação. Assim, os pontos de projeto são representados como vetores de 3 componentes onde a primeira corresponde ao ângulo de atrito, a segunda ao ângulo de dilatação e a terceira à altura do bloco. O cálculo de índice de confiabilidade foi realizado considerando as 7 VA.

4.3.4.1 Estabilidade sem suporte.

Para o caso do teto sem suporte com vão de 6,0 m, verifica-se que para os valores medianos das VA, a função de performance apresenta um valor negativo, ou seja, que mesmo na mediana o sistema colapsa sem suporte. O fator de segurança avaliado como $FS = R_{cunha}/S_{cunha}$ forneceu um valor de $FS = 0,62$ na mediana. A probabilidade de falha nesta condição foi de 83,27% o que corresponde a um índice de confiabilidade de $\beta = -0,9648$. O ponto de projeto foi $y^* = [0,5147; 0,00; -0,3673]^T$ no espaço Gaussiano e

$x^* = [38,088; 10,000; 2,476]^T$ no espaço de projeto. A sensibilidade do ponto de projeto foi de 0,547 para ϕ ; 0,0 para i e 0,323 para h . Em outras palavras, a variável que mais influenciou na estabilidade da cunha foi o ângulo de atrito.

Por outro lado, se considerarmos que o vão máximo da escavação é limitado a 3,70 m; como recomendado por Barton, Lien e Lunde (1974), a estabilidade das cunhas de teto melhora em termos globais. Para valores medianos, a função de performance apresenta agora um valor positivo e um fator de segurança de $FS = 1.10$. Nesta condição, a probabilidade de falha apresenta um valor de 44,39% correspondente a $\beta = 0,1411$. O ponto de projeto foi $y^* = [-0.071; 0,0; 0, -0.010]^T$ no espaço Gaussiano e $x^* = [34,501; 10,000; 1,455]^T$ no espaço de projeto. A sensibilidade do ponto de projeto continua com predomínio do ϕ com 0,554; com sensibilidade do i de 0,00 e h com 0,278.

Estes resultados sugerem que a estabilidade da escavação é marginal, mas deterministicamente segura ($FS = 1,10$). Barton (2007) apresenta um ábaco para o tempo de autossustentação com base no ábaco de Bieniawski (1989) onde pode ser verificado que para o problema abordado, as características da escavação a situam na região segura do ábaco como um tempo de auto sustentação de entre 2000 e 3000 horas (3 a 4 meses). Adicionalmente, é esperado que o tempo de instalação do sistema de suporte completo seja consideravelmente inferior ao limite empírico. Com isto, a estabilidade do túnel não deveria apresentar grandes problemas.

4.3.4.2 Estabilidade de teto com tirantes espaçados 1,90 m.

Para o caso do teto com tirantes instalados a cada 1,90 m de espaçamento em um vão de 6,0 m de largura, pode ser verificado que o fator de segurança para valores medianos apresenta um valor de $FS = 1,85$. Neste caso, a probabilidade de falha apresenta um valor de 3,02% correspondente a $\beta = 1,8785$. O ponto de projeto foi $y^* = [-1,062; 0,00; 0,376]^T$ no espaço Gaussiano e $x^* = [28,626; 10,000; 2,704]^T$ no espaço de projeto. A sensibilidade do ponto de projeto mostra que a variável mais importante é o ângulo de atrito com um valor 0,565; a dilatação com 0,0 e a altura do bloco com 0,200.

Para o caso do teto com tirantes instalados a cada 1,90 m de espaçamento em um vão de 3,7 m de largura, pode ser verificado que o fator de segurança para valores medianos apresenta um valor de $FS = 3,31$. Neste caso, a probabilidade de falha apresenta um valor de 0,33% correspondente a $\beta = 2,7177$. O ponto de projeto foi $y^* = [-1,542; 0,00; 0,441]^T$ no espaço Gaussiano e $x^* = [25,750; 10,000; 1,571]^T$ no espaço de projeto. A sensibilidade do ponto de projeto mostra que a variável mais importante é o ângulo de atrito com um valor 0,567; a dilatação com 0,0 e a altura do bloco com 0,162.

Esta condição representa uma situação intermediária entre a etapa de escavação e a etapa final onde o suporte está completamente instalado. O valor da probabilidade de falha pode ser considerado alto, porém, a pouca extensão desta área física, conjuntamente ao fato de ser exposto por um curto período de tempo fazem com que o nível de segurança possa ser considerado marginalmente seguro.

4.3.4.3 Estabilidade de teto com tirantes espaçados 1,90 m e concreto projetado de 50 mm de espessura.

Para o caso do teto com tirante instalados com espaçamento de 1,90 e 50 mm de concreto projetado em um vão de 6,0 m de largura, foi encontrado que o fator de segurança apresentou um valor de $FS = 3,16$. Nesta condição, a probabilidade de falha foi de 0,003% correspondente a $\beta = 4,0123$. O ponto de projeto foi $y^* = [-2,248; 0,0; 0,906]^T$ no espaço Gaussiano e $x^* = [21,511; 10,000; 2,816]^T$ no espaço de projeto. Mais uma vez, a sensibilidade do ponto de projeto foi maior para o ângulo de atrito com 0,560, dilatação de 0,00 e altura do bloco com 0,226.

Para o caso do teto com tirante instalados com espaçamento de 1,90 e 50 mm de concreto projetado em um vão de 3,7 m de largura, foi encontrado que o fator de segurança apresentou um valor de $FS = 7,55$. Nesta condição, a probabilidade de falha foi de 0,0001 % correspondente a $\beta = 4,4254$. O ponto de projeto foi $y^* = [-2,489; 0,00; 1,00]^T$ no espaço Gaussiano e $x^* = [20,067; 10,000; 1,683]^T$ no espaço de projeto. Mais uma vez, a sensibilidade do ponto de projeto foi maior para o ângulo de atrito com 0,562, dilatação de 0,00 e altura do bloco com 0,226.

4.3.5 Visão global do problema

As análises foram realizadas nas três condições de projeto; ou seja, sem revestimento, atirantado e completo (atirantado com revestimento). Estas análises foram feitas para dois tamanhos de vão; 6 m e 3,7 m, sendo que o vão de 6 m corresponde à largura total da escavação e 3,7 m corresponde ao máximo comprimento de vão recomendado pela correlação empírica de Barton, Lien e Lunde (1974). A Tabela 4.5 apresenta um resumo dos resultados obtidos através de análises de confiabilidade com base em formulações analíticas para o presente problema. Em todos os casos, a VA que apresentou a maior sensibilidade foi o ângulo de atrito, seguido do tamanho do bloco.

Tabela 4.5. Resultados das análises de confiabilidade com base em formulações analíticas.

Vão	Condição	FS	P_f	β
6,0	Sem suporte	0,62	$8,33 \times 10^{-1}$	-0,96
	Atirantado	1,85	$3,02 \times 10^{-2}$	1,88
	Completo	3,16	$2,08 \times 10^{-3}$	4,01
3,7	Sem suporte	1,10	$4,44 \times 10^{-1}$	0,14
	Atirantado	3,31	$3,30 \times 10^{-3}$	2,72
	Completo	7,55	$1,01 \times 10^{-6}$	4,43

Observa-se que para o vão completo de 6 m o índice de confiabilidade apresentou valores acima do valor recomendado pelo Eurocode 7; ou seja, 3,8. Segundo o USACE, o desempenho desta obra pode ser considerado entre bom e alto (entre 4 e 5). Por outro lado, a confiabilidade da escavação considerando a redução do vão escavado com base no empirismo mostra uma rápida melhoria do desempenho. Inclusive, apenas com o atirantamento o índice de confiabilidade chega a valores correspondentes a comportamentos acima da média segundo o USACE (entre 3 e 4).

Estes resultados sugerem que as recomendações empíricas com base na classificação geomecânica de Barton, Lien e Lunde (1974) melhoraram de maneira significativa a confiabilidade da escavação. Esta melhoria enquadra a segurança da obra em situações de projeto contempladas pelas normas atuais: europeia (EUROCODE, 2004) e americana (USACE, 1997).

Finalmente, o método de aproximação FORM foi utilizado com sucesso no problema de queda de blocos em uma escavação subterrânea. Isto, devido ao fato do modo de falha ser

único durante o processo de análise, ou seja, não depender da mudança das variáveis aleatórias do problema. Outros modos de falha também podem ser analisados de maneira independente sem afetar os resultados desta análise. Vale a pena salientar que as recomendações de índice de confiabilidade alvo são feitas para serem avaliadas para cada modo de falha. No nosso conhecimento, não existe até a data de hoje uma recomendação para a segurança global de um sistema estrutural.

Capítulo 5: Estudo de Caso - Análise de Risco de um projeto de obra subterrânea em maciço rochoso fraturado

Tal como foi visto no capítulo de revisão da literatura, a análise de confiabilidade de uma obra subterrânea em maciço rochoso pode atingir um grande nível de complexidade, em termos dos modos de falha. Este fato quase que condiciona que as probabilidades de falha sejam estimadas através do uso da simulação de Monte Carlo. Considerando que uma simulação de Monte Carlo tipicamente demanda muitas realizações, o uso de um software rápido é necessário. O pacote de software 3DEC é uma opção potente, mas que pode demorar alguns minutos para fornecer uma resposta indicadora de falha e mais ainda se uma estimativa do fator de segurança for necessária. Desta maneira, o pacote Unwedge aparece como uma opção interessante uma vez que o seu método de cálculo é rápido e não precisa resolver o sistema inteiro, mas apenas poucos blocos discretos localizados na vizinhança da escavação.

O 3DEC (ITASCA CONSULTING GROUP INC., 2007) usa o método dos elementos distintos para estimar o comportamento mecânico da escavação. O fator de segurança da escavação é estimado através de um artifício numérico para caracterizar a falha conjuntamente ao método de redução da resistência (DAWSON; ROTH e DRESCHER, 1999). No entanto, existe também a possibilidade de avaliar a estabilidade através do comparador do fator de redução de resistência. Esta função do 3DEC apenas avalia se o modelo numérico é estável ou não com as propriedades reduzidas por um fator específico. Esta função de comparação é muito rápida quando comparada com a função de cálculo do fator de segurança para o mesmo problema mecânico, uma vez que a busca do fator de segurança é iterativa.

O Unwedge (ROCSCIENCE, 2013) usa o método de equilíbrio limite para estimar o fator de segurança em cunhas. A identificação e localização das cunhas são realizadas através da teoria dos blocos chaves (GOODMAN e SHI, 1985). O tempo de cálculo dos fatores de segurança dos blocos localizados na vizinhança da escavação é da ordem de poucos segundos. Esta característica do software o converte em uma opção muito boa para a realização de uma simulação de Monte Carlo. Por outro lado, a representatividade do comportamento mecânico pode ser comprometida pelas simplificações realizadas pelo método de equilíbrio limite na teoria dos blocos chaves.

Alguns testes realizados por nós indicam que o equilíbrio limite utilizado no Unwedge tende a superestimar os fatores de segurança de problemas similares avaliados tanto no 3DEC quanto no Unwedge, quando as descontinuidades apresentam componentes de resistência coesivas e à tração. Adicionalmente, foi verificado que os valores de FS apresentam uma grande sensibilidade a mudanças nas componentes coesivas e de tração da resistência das descontinuidades. Assim, os resultados deste software devem ser levados em consideração com extrema cautela. Contudo, considera-se que análises realizadas no Unwedge em modelos calibrados nele mesmo e com descontinuidades com pouca ou nula resistência coesiva e à tração são representativos.

5.1 Complexo Hidrelétrico Paulo Afonso

O Complexo Hidrelétrico Paulo Afonso é um dos principais empreendimentos energéticos do país, com uma capacidade de geração de energia elétrica de 4,28 GW (segunda maior capacidade de geração do Brasil, fonte: <http://www.aneel.gov.br/>). O projeto se localiza na região Nordeste do país, no curso do rio São Francisco, na divisa entre os estados da Bahia e de Alagoas. Este complexo é constituído por um grupo de usinas formado pelas usinas de Paulo Afonso (I, II, III e IV) e Apolônio Sales (Moxotó) (Figura 5.1).

O maciço rochoso que abriga o Complexo Hidrelétrico Paulo Afonso é constituído, fundamentalmente, por rochas pré-cambrianas de alto grau de metamorfismo. Litologicamente, estas rochas podem ser subdivididas em: migmatito, granito rosa, biotita-gnaiss, anfibolito e biotita-xisto. As três primeiras apresentam um comportamento geomecânico similar, enquanto que as duas últimas apresentam comportamentos diferenciados com tendência a menor qualidade. O maciço rochoso apresenta numerosas descontinuidades que foram classificadas como: (a) descontinuidades de contato e (b) descontinuidades estruturais, que por sua vez foram subdivididas em falhas e fraturas.

Levantamentos geológicos no local indicam a existência de 4 famílias de falhas.

- Família NE: falhas do tipo normal, com rejeitos desde alguns centímetros até dezenas de metros; é o sistema mais significativo no local e apresenta importante cisalhamento lateral; atitude N30° a 60°E / 45° a 75°NW e N30° a 55°E / 60° a 70°SE;

Figura 5.1. Mapa de localização e detalhe das usinas dentro do Complexo Hidrelétrico Paulo Afonso.

- Família NW: construída por falhas cujos rejeitos são, em geral, da ordem de centímetros, com atitude $N40^{\circ}$ a $60^{\circ}W$ / 40° a $70^{\circ}SW$;

- Família NS: representada por um pequeno número de falhas com atitude $N5^{\circ}$ a $25^{\circ}E$ / 70° a 80° , tanto para SE como para NW, bem como $N10^{\circ}$ a $30^{\circ}E$ / 30° a $50^{\circ}NW$;

- Família EW: representada por contatos litológicos que sofreram movimentação tectônica; atitude $N80^{\circ}$ a $140^{\circ}E$ / 15° a 30° , tanto para SE, como para SW.

O preenchimento das falhas, principalmente daquelas mais desenvolvidas, constitui-se de milonitos que, com a posterior alteração, transformaram-se em argilo-minerais. A superfície destas falhas é, em geral, lisa e raramente rugosa. O plano de falha é levemente curvo.

O fraturamento do maciço é representado por quatro famílias principais, quais sejam:

- Família NE: representada por fraturas com atitude $N50^{\circ}$ a $60^{\circ}E$ / 50° a $70^{\circ}SE$. Em geral estão preenchidas por carbonatos ou, mais raramente, por epidoto. Constitui-se no principal fraturamento da região, representando, sobretudo, o cisalhamento lateral às falhas da família NE. Esta mesma família apresenta mergulhos para o quadrante NW, que variam entre 60° e 70° ;

- Família NW: constituída por fraturas com atitude $N40^{\circ}$ a $60^{\circ}E$ / 30° a $60^{\circ}NW$. Em geral estão preenchidas por uma película de carbonato;

- Família NS: o fraturamento desta família possui atitude $N10^{\circ}W$ a $N10^{\circ}E$, com mergulhos variando entre 40° a vertical, tanto para o quadrante SE, quanto para o SW;

5.2 Tratamento estatístico das propriedades mecânicas do maciço rochoso

Uma grande quantidade de medições das propriedades geométricas e mecânicas do maciço rochoso deve ser realizada com o objetivo de se realizar uma adequada inferência dos parâmetros das distribuições estatísticas que melhor descrevam tais propriedades. Para o caso da UHE-PAIV foram medidas as orientações das principais famílias de descontinuidades bem como os comprimentos dos traços destas nos afloramentos mapeados. Ré, Slongo e Taniguchi (1982) apresentaram um mapeamento exaustivo das orientações das fraturas presentes no local da UHE-PAIV (Figura 5.2 a e b).

Figura 5.2. Diagrama de frequência hemisfério inferior de (a) Falha e ou Microfalhas e (b) Fraturas e diaclases. (RÉ; SLONGO e TANIGUCHI, 1982).

Para o processo de modelagem numérica do maciço rochoso, foram consideradas 3 famílias de fraturas com orientações descritas segundo distribuições de Fisher:

- Família JS1: com direção de mergulho média de 145° e 60° de mergulho; e um fator de concentração de Fisher de 62,2. Desvio padrão aparente igual a $7,32^\circ$.

- Família JS2: com direção de mergulho média de 315° e mergulho de 55° ; e um fator de concentração de 153,1. Desvio padrão aparente igual a $4,64^\circ$.

- Família JS3: com direção de mergulho média de 75° e 50° de mergulho; e um fator de concentração de 93,23. Desvio padrão aparente igual a $5,96^\circ$.

Foi realizada uma simulação das três famílias de descontinuidades (fraturas) com 245 realizações para cada família com o intuito de reproduzir o diagrama de frequências mostrado na

(b). As 735 realizações simuladas são plotadas em um diagrama de Schmidt-Lamerdit mostrado na Figura 5.3.

Figura 5.3. Simulação de 735 polos das 3 famílias consideradas.

Os comprimentos dos traços das fraturas foram medidos a partir de levantamentos geológicos no local. Foram utilizadas as duas distribuições mais usadas na literatura para descrever comprimento de traços, exponencial e lognormal (veja a seção 2.10). Foi verificado que a distribuição lognormal descreve melhor o comportamento dos comprimentos dos traços medidos. Por exemplo, a Figura 5.4 mostra o histograma de frequência do comprimento dos traços da família JS1. Adicionalmente, foram plotados também os ajustes correspondentes às distribuições, exponencial e lognormal. Pode-se observar que a distribuição lognormal descreve de maneira mais acurada o histograma dos dados medidos.

Figura 5.4. Histograma de frequências do comprimento dos traços correspondentes à família JS1 com ajustes exponencial e lognormal.

A Figura 5.5 apresenta os histogramas das famílias JS1 e JS2. Aqui podemos observar que as frequências dominantes em ambos os histogramas corresponde ao intervalo entre 3 e 4,5 m; sendo que as modas correspondem a 3,1 m e 3,6 m; respectivamente. Os valores médios amostrais do comprimento foram de 5,4 m para JS1 e de 4,2 m para JS2 com desvios amostrais de 2,8 m e 1,88 m, respectivamente. Os ajustes lognormais apresentaram parâmetros de $\mu=1,56$ e $\sigma=0,50$ para JS1 e $\mu=1,34$ e $\sigma=0,41$ para JS2.

Figura 5.5. Histograma de frequências do comprimento dos traços correspondentes às famílias JS1 e JS2 com ajustes lognormais.

A família JS3 foi considerada como persistente no domínio dos modelos numéricos realizadas neste estudo. Os espaçamentos das 3 famílias de descontinuidades foram ajustados através de distribuições exponenciais com parâmetros de frequência de $\lambda_1=1,5212$, $\lambda_2=0,4629$ e $\lambda_3=0,3872$.

A rocha sã apresentou uma resistência à compressão simples média de 100 MPa. Com este valor e com o tipo de rocha, o módulo de deformabilidade da rocha sã é da ordem de 30 a 55 GPa, de acordo com o pacote de software gratuito RocLab (ROCSCIENCE, 2014). O coeficiente de Poisson não foi medido, mas se estima na ordem 0,25.

As características mecânicas das descontinuidades não foram registradas. No entanto, as fraturas foram descritas qualitativamente como fechadas, rugosas e preenchidas com películas de carbonatos. Esta descrição indica que as fraturas podem ser consideradas como de bom comportamento mecânico. De maneira conservadora, foi adotado que as fraturas possuem um

ângulo de atrito médio de 35° e não possuem nem coesão nem resistência à tração. Não foram realizadas medições de rigidez das descontinuidades, motivo pelo qual este valor pode ser considerado como um valor compatível como o módulo da rocha sã no caso de modelos de elementos distintos.

A Tabela 5.1 mostra o resumo das estatísticas das principais propriedades das famílias de fraturas presentes no maciço rochoso que aloca a caverna da casa de força da UHE-PAIV.

Tabela 5.1. Estatísticas das principais propriedades das famílias de fraturas.

	Orientação média		Dispersão		Traço, ℓ [m]		Resistência, ϕ [deg]	
	dip	dip dir	kf	σ [deg]	μ	σ	μ	σ
JS1	60	145	62,2	7,32	1,56	0,5	35	7
JS2	55	315	153,1	4,64	1,34	0,41	35	7
JS3	50	75	93,2	5,96	-	-	35	7

5.3 Usina Hidrelétrica Paulo Afonso IV

A Usina Hidrelétrica Paulo Afonso IV, UHE-PAIV, é a usina de maior capacidade de geração de energia do complexo de aproveitamento Paulo Afonso, com 2,46 GW. A UHE-PAIV se encontra na região sudoeste do projeto. A caverna da casa de força da UHE-PAIV possui dimensões aproximadas de H x B x L de 67 m x 26 m x 210 m (RÉ; SLONGO e TANIGUCHI, 1982) (Figura 5.6). O sistema de suporte foi constituído de concreto projetado, tirantes equidistantes e tendões de grande capacidade. O concreto projetado de 150 mm de espessura foi instalado apenas na região da abóboda. Por outro lado, um sistema de tirantes de 9,0 m de comprimento e 225 kN (22,5 t) de capacidade foi instalado na região da abóboda da caverna conservando um espaçamento constante de 1,50 m nas dimensões transversal e longitudinal da caverna. O espaçamento do sistema de tirantes foi incrementado nas paredes laterais (leste e oeste) para 2,00 x 2,20 m. Finalmente, as vigas da ponte rolante possuem um sistema de tirantes-tendões de 18 m de comprimento e 1200 kN (120 t) de capacidade espaçadas em uma malha de 2,00 x 2,20 m.

Figura 5.6. Seção transversal da caverna da casa de força da UHE-PAIV (RÉ; SLONGO e TANIGUCHI, 1982).

A continuidade do maciço se encontra interrompida por três famílias de fraturas JS1, JS2 e JS3, descritas no capítulo de geologia do projeto. Estas três famílias condicionam a formação de 7 geometrias de bloco potencialmente instáveis para a sua configuração média. Estes blocos podem ser codificados de acordo com a teoria de blocos de Goodman e Shi como 001 (lateral direita superior), 101 (teto), 110 (lateral esquerda superior), 111 (teto), 100 (parede sul) e 011 (parede norte). Adicionalmente, o bloco 000 é estável incondicionalmente por que se localiza no piso da escavação. A Figura 5.7 mostra as 7 cunhas mencionadas acima. A numeração de cada cunha mostrada na figura é a representa decimal do código binário da pirâmide de juntas de acordo com a nomenclatura utilizada pelo Unwedge⁵.

⁵ Comunicação pessoal com Dr. Brent Corkum, Engenheiro Civil – Chief Technology Officer na RocScience Inc.

Figura 5.7. Disposição de blocos ao redor da caverna.

A presença de contrafortes, formados pelos vãos entre os túneis correspondentes às turbinas, condiciona a não formação de blocos nesta região inferior da caverna. Assim, a análise de estabilidade por meio descontínuo foi restrita à região da caverna que se localiza acima da cota +134,00 m (Figura 5.8).

Figura 5.8. Modelo de meio descontínuo em Unwedge.

5.4 Estimativa da probabilidade de falha na caverna da UHE-PAIV

A avaliação da mecânica da queda de blocos na caverna da UHE-PAIV foi realizada usando o Unwedge 3.0. O programa possui uma função de leitura e execução automática de

todos os arquivos de entrada com formato *.weg presentes em uma pasta específica. Esta função é inserida a partir do comando ‘*WriteResults*’. O resultado desta função é um arquivo de saída com formato *.wer com o mesmo nome que os correspondentes arquivos de entrada, localizado na mesma pasta que os arquivos de entrada. Esta função foi utilizada para realizar simulações de Monte Carlo. Conforme explicado anteriormente, a avaliação dos modos falha presentes no mesmo modelo deve ser realizada através de simulação de Monte Carlo. Assim, uma planilha Mathematica foi elaborada para criar os arquivos de entrada *.weg para serem lidos posteriormente pelo Unwedge 3.0. A mesma planilha pós-processa os arquivos de saída. Desta maneira, os resultados de uma simulação podem ser avaliados de uma maneira eficiente desde uma única plataforma. A amostragem realizada para o presente exemplo foi realizada de acordo com a técnica de hipercubo latino.

A simulação de Monte Carlo realizada com o Unwedge fornece o valor de uma probabilidade de falha, $p_{f,SMC}$. Esta probabilidade de falha é estimada como o quociente entre o número de eventos de falha pelo número total de realizações.

$$P_{f,SMC} \approx \frac{1}{n_{total}} \sum_{z=1}^{n_{total}} I(z) \quad (5.1)$$

onde $I(z)$ é a função indicadora de falha (1 em caso de falha e 0 em segurança) e n_{total} é o número total de realizações da simulação.

Esta probabilidade pode ser quantificada globalmente ou discretizando-a em função de algum parâmetro de interesse, como o tamanho do bloco, área superficial ou outro. Quando a probabilidade é quantificada de maneira discreta, cada frequência de falha é conhecida como uma probabilidade de falha elementar, p_{fe} . De acordo com Melchers (2002), a probabilidade de falha ao longo de um contínuo L , $p_f(L)$, pode ser estimada assintoticamente com base na taxa de ocorrência, ν , [ver eq. (5.5)] e a probabilidade de falha elementar como,

$$p_f(L) \approx 1 - \exp(-\nu \cdot L \cdot p_{fe}) \quad (5.2)$$

Em nosso caso, a taxas de ocorrência de blocos foi calculada como o produto entre a frequência de blocos dentro do intervalo de análise, $f_H(h)$, medida a partir dos resultados da simulação de Monte Carlo e a probabilidade de ocorrência de interseções das juntas calculada

de acordo com Mauldon (MAULDON, 1994; MAULDON, 1992). A frequência de blocos dentro de intervalo de análise é calculada como,

$$f_H(h) = \frac{n_{\Omega h}}{n_{\text{total}}} \quad (5.3)$$

onde $n_{\Omega h}$ é o número de realizações que apresentam o parâmetro de classificação dentro de intervalo Ωh .

A probabilidade de interseção das descontinuidades i , j e k , P_{ijk} , é calculada como,

$$P_{ijk} = p_i p_j p_k \lambda_i \lambda_j \lambda_k |\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{n}_j \times \mathbf{n}_k| \quad (5.4)$$

onde p_i , p_j e p_k são as persistências das descontinuidades; λ_i , λ_j e λ_k são as frequências das descontinuidades e $\mathbf{n}_i$, $\mathbf{n}_j$ e $\mathbf{n}_k$ são os vetores normais às descontinuidades.

Assim, a taxa de ocorrência de blocos na caverna fica definida no intervalo como,

$$\nu_{\Omega h} = \int_{\Omega h} P_{ijk} f_H(h) dh \quad (5.5)$$

Posteriormente, esta taxa de ocorrência e a probabilidade de falha elementar foram utilizadas para estimar a probabilidade de falha no comprimento total da caverna [eq. (5.2)].

5.5 Quantificação do risco na caverna da UHE-PAIV

O risco pode ser estimado quantitativamente como um custo esperado de falha. No nosso contexto, o custo esperado de falha é o produto da probabilidade de falha pelo custo produzido por esta falha. Este custo de falha pode envolver o custo de remoção do bloco caído, reconstrução do lugar danificado, multas, lucros cessantes e/ou outros. Devido a estas características o custo de falha pode ser uma função das dimensões do bloco instável. Sendo assim, o risco deve ser discretizado para cada nível de tamanho de bloco. Para o caso em que o tamanho do bloco exerce uma influência desprezível no custo de falha, este custo esperado total pode ser calculado como o produto da probabilidade de falha global pelo custo esperado de falha.

Desta forma, optamos por usar uma função de custo de falha sigmoide com média em 5 m, para analisar o caso mais complexo. A função apresenta um valor máximo de $1,0 \times C$. O formato da função sigmoide adotada foi o seguinte:

$$fcs(t) = \frac{1}{1 + f_1 e^{-f_2(t-dt)}} C_{\max} \quad (5.6)$$

onde f_1 e f_2 são fatores de forma, dt é o custo médio e $C_{\max}$ é custo máximo.

5.6 Resultados

A entidade básica analisada é uma pirâmide de juntas (por exemplo, 001). Esta pirâmide de juntas representa para nós um mesmo bloco. Evidentemente, cada bloco realizado na simulação constitui uma pirâmide de bloco diferente, uma vez que cada pirâmide de espaço condicionada por cada realização das variáveis aleatórias é também diferente. Em outras palavras, a nomenclatura do bloco se mantém embora este bloco seja diferente fisicamente. Eventualmente, o bloco pode mudar de modo de falha, ou inclusive de localização na caverna, durante o processo de simulação, de acordo com o seu vetor de variáveis aleatórias. Contudo, a probabilidade de falha calculada através de simulação de Monte Carlo constitui o total destes eventos considerando todos os modos de falha possíveis e as suas localizações.

Como resultado de uma simulação de Monte Carlo com 10^5 amostras, foram verificados eventos de falha para os blocos 010, 101 e 110 ($n_{010}=67$; $n_{101}=23$ e $n_{110}=794$). Não foram encontrados eventos de falha para os outros blocos (000,001,011,100,111, bloco na parede Norte, blocos na parede Sul). A probabilidade de intersecção média foi de 19,32%, considerando as orientações médias. Estes resultados de contagem de eventos de falha podem ser detalhados de acordo com algumas características comuns como o volume, a altura, a área exposta ou o comprimento projetado sobre o eixo, entre outras coisas. Por exemplo, podemos classificar a variação da frequência de ocorrência de blocos instáveis de acordo com o comprimento projetado sobre o eixo, Lz , para o bloco 110 (Figura 5.9). Nesta figura, observamos que a maior frequência de blocos instáveis ocorre para blocos de 3,0 a 3,5 m de comprimento.

Figura 5.9. Frequência de blocos 110 instáveis de acordo com o tamanho do bloco sobre o eixo.

As taxas de ocorrência de blocos estimadas para cada intervalo de acordo com a eq. (5.5) são mostradas na Figura 5.10. Nesta figura se observa que o intervalo com maior taxa de ocorrência foi de 2,5 a 3,0 m de comprimento.

Figura 5.10. Taxa de falha dos blocos de acordo com o tamanho da projeção sobre o eixo.

A probabilidade de falha ao longo da caverna foi estimada de acordo com a eq. (5.2) para cada intervalo de comprimento do bloco. A Figura 5.11 apresenta a probabilidade de falha integrada ao longo do comprimento da caverna (220 m). A probabilidade de falha total do bloco 110, estimada através do somatório dos intervalos de comprimento sobre o eixo foi de 3,11%.

Figura 5.11. Probabilidade de falha ao longo da caverna de acordo com o tamanho do bloco sobre o eixo.

Para a estimativa quantitativa do risco foi adotada uma função sigmoide de custo. Para o cálculo discreto realizado, a função de custo teve de ser discretizada em valores representativos para cada intervalo analisado. Por exemplo, na Figura 5.9 se observa que a largura do intervalo foi de 0,5 m. Assim, a função de custo foi discretizada através do valor médio no intervalo. A Figura 5.12 apresenta a função de custo sigmoide discretizada de acordo com a largura dos intervalos analisados.

Figura 5.12. Função de custo sigmoide discreta.

O risco detalhado de acordo com o tamanho de bloco sobre o eixo da caverna é apresentado na Figura 5.13. Cabe ressaltar que os valores aqui reportados correspondem ao

valor integrado ao longo da caverna. Podemos observar que o máximo risco ocorre para blocos de aproximadamente 3,5 a 4,0 m de comprimento. Sendo que a máxima frequência de blocos instáveis ocorria para blocos de 3,0 a 3,5 m. Este efeito se deve à influência da função de custo que possui uma distorção em direção a valores maiores de comprimento do bloco. O risco total foi estimado como $7,22 \times 10^{-3} \times C$.

Figura 5.13. Risco discreto de acordo com o tamanho do bloco sobre o eixo.

Este processo de cálculo foi aplicado para os outros dois blocos e foi encontrado que as probabilidades de falha foram de $p_{f010} = 6,68 \times 10^{-4}$ com um risco associado de $4,16 \times 10^{-5} \times C$; $p_{f101} = 4,1 \times 10^{-4}$ com um risco de $2,55 \times 10^{-5} \times C$; e $p_{f110} = 3,11 \times 10^{-2}$ com risco de $7,22 \times 10^{-3} \times C$. Assim, associando estes resultados através de limites unimodais podemos dizer que a probabilidade de falha da caverna da UHE-PAIV está entre 3,11% e 3,22%. De maneira similar, o risco foi estimado entre $7,22 \times 10^{-3} \times C$ e $7,29 \times 10^{-3} \times C$.

5.7 Conclusão

Ao longo deste capítulo verificamos que a informação disponível para o projeto de uma obra subterrânea pode ser utilizada para realizar uma estimativa probabilística do seu comportamento. Adicionalmente, o conhecimento das consequências de eventos de falha é fundamental para quantificar o risco envolvido em um projeto de engenharia.

A presença de múltiplos modos de falha ocorrendo simultaneamente impossibilita o uso de técnicas de aproximação como o método FORM. Desta maneira, a simulação de Monte

Carlo surge como a ferramenta mais exaustiva sendo capaz de lidar com esta situação complexa.

Para realizar as estimativas mecânicas e probabilísticas, o pacote de software Mathematica foi utilizado para gerenciar os cálculos mecânicos realizados no Unwedge, e o pré e pós-processamento dos dados de entrada e dos resultados. Uma realização gasta menos de um segundo desde o pré até o pós-processamento em um PC com processador i7 3.40 GHz de terceira geração com 12 Gb de RAM.

Os resultados das análises de confiabilidade mostram que a caverna apresenta uma probabilidade de falha da ordem de 3,2% para a caverna inteira. A probabilidade de falha correspondente ao bloco individual mais alta foi da ordem de $1,44 \times 10^{-4}$, ou seja, um índice de confiabilidade de $\beta_{110} = 3,63$. Este valor é considerado como correspondente a um desempenho entre acima da média a bom segundo o Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos, USACE (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1997). No entanto, o bloco 110 não satisfaz o critério do EUROCODE (EUROCODE, 2002), para estado limite último de estruturas de risco médio com 50 anos de vida útil, de índice de confiabilidade alvo de $\beta \geq 3,8$. Os outros dois blocos apresentaram índices de confiabilidade de $\beta_{010} = 4,84$ e $\beta_{101} = 4,62$. Estes últimos índices correspondem a desempenhos considerados entre bom e alto pelo USACE e satisfazem o EUROCODE.

Em relação ao risco, o valor estimado de $7,3 \times 10^{-3} \times C$ corresponde a menos de um 1% do maior custo da função utilizada. Ou seja, o risco é consideravelmente baixo quando comparado com a falha mais catastrófica (maior dimensão do bloco instável). No entanto, um julgamento adequado do risco deve ser realizado de maneira comparativa com os requerimentos do projeto.

Contudo, os valores estimados se mostram coerentes com o comportamento da obra real, onde nenhuma falha ou falhas esporádicas estruturalmente controladas foram registradas.

Capítulo 6: Projeto Otimizado com base no Risco

Nos capítulos anteriores foram apresentados métodos para realizar a estimativa da probabilidade de falha para algumas situações típicas de projeto de obras subterrâneas como convergência excessiva, estabilidade de frente e queda de blocos. Também foi mostrado o método geral de estimativa de risco quantitativo em termos monetários.

Neste capítulo, a estimativa quantitativa do risco como custo esperado de falha é utilizada para otimizar o projeto do sistema de suporte contra a queda de blocos de uma escavação subterrânea. Para isto, a escavação de seção quadrada estudada no item 4.3 foi submetida aqui a um estudo de otimização do sistema de suporte com base em custos totais. Neste problema vimos que a confiabilidade mínima podia ser atingida apenas com a instalação de tirantes. A inclusão do revestimento no sistema de suporte incrementou ainda mais a segurança da escavação. Assim, a busca da configuração ótima foi realizada entre estas duas situações, visto que ambas satisfazem a condição de segurança mínima.

Tal como descrito na Seção 2.8.6, o processo de otimização consiste em projetar o sistema de engenharia com uma combinação de parâmetros de projeto que minimize o custo esperado total. Em outras palavras, o sistema deve ser projetando garantindo padrões mínimos de desempenho mecânico, funcional, de segurança e econômico.

6.1 Função objetivo - Custo Esperado Total

Relembrando, a função de custo esperado total é a soma do custo esperado de falha ou risco e dos custos inicial, de operação e inspeção, entre outros. Existem ainda outras maneiras de otimizar os projeto como, por exemplo, maximizar os benefícios do projeto. Para isto, devem ser considerados os benefícios econômicos que o projeto implicaria. Todavia, este tipo de análise não foi utilizado neste problema. Matematicamente, o custo esperado total pode ser expresso como,

$$\begin{aligned}
\text{Custo Esperado total}(\mathbf{d}, \mathbf{X}) &= \text{Custo inicial}(\mathbf{d}) \\
&+ \text{Custo de operação}(\mathbf{d}) \\
&+ \text{Custo de inspeção e manutenção}(\mathbf{d}) \\
&+ \sum_{\text{modos de falha}} \text{Custos esperados de falha}(\mathbf{d}, \mathbf{X}) \quad (6.1) \\
C_{\text{total}}^{\text{esperado}}(\mathbf{d}, \mathbf{X}) &= C^{\text{inicial}}(\mathbf{d}) + C^{\text{operação}}(\mathbf{d}) + C^{\text{inspeção}}(\mathbf{d}) \\
&+ \sum_{i=1}^n C_i^{\text{esperado}}(\mathbf{d}, \mathbf{X})
\end{aligned}$$

Sendo que

$$\begin{aligned}
\text{Custo esperado de falha}(\mathbf{d}, \mathbf{X}) &= \text{Custo de falha}(\mathbf{d}) \times P_f(\mathbf{d}, \mathbf{X}) \quad (6.2) \\
C_i^{\text{esperado}}(\mathbf{d}, \mathbf{X}) &= C_i^{\text{falha}}(\mathbf{d}) \times P_f(\mathbf{d}, \mathbf{X})
\end{aligned}$$

Neste capítulo apenas um modo de falha isolado foi considerado na análise de risco. Também, os custos de inspeção e operação foram omitidos. Assim, a função de custo esperado total é constituída apenas pelas parcelas de custo inicial ou de construção e do custo esperado de falha ou risco. O custo esperado de falha é produto da probabilidade de falha e o custo de falha correspondente ao modo de falha por queda de blocos.

A estimativa das probabilidades de falha, P_f , foi feita com as mesmas planilhas Mathematica implementadas para a seção 4.3. Neste problema foram consideradas duas variáveis de projeto: a espessura do concreto projetado, t_s , e o número de tirantes por metro quadrado de superfície, n_b . Assim, o vetor de variáveis de projeto $\mathbf{d}$ fica definido como,

$$\mathbf{d} = [t_s, n_b]^T \quad (6.3)$$

As variáveis de projeto são representadas esquematicamente na Figura 6.1 no contexto do problema de queda de blocos do teto de uma escavação.

Figura 6.1. Representação esquemática do problema indicando as variáveis de projeto.

6.2 Função de custo esperado total

Considerando que a queda de um bloco do teto ocorre de maneira isolada e independente a outras quedas, as falhas podem ser tratadas como eventos isolados no espaço e no tempo. Assim, temos as seguintes tarefas a serem levados em consideração:

1. Carga e remoção de entulho até uma distância média de ida e volta de 1 km, C1;
2. Remoção de entulho além do primeiro km, C2;
3. Espalhamento do material no bota fora, C3;
4. Instalação de novos tirantes, C4;
5. Aplicação de concreto projetado, C5;
6. Escavação em rocha, C6;
7. Lucro cessante, C7;
8. Uso de técnicas construtivas não convencionais, C8.

As funções de custo dependem de características dos blocos esperados, sendo que estes dependem das características da escavação e do maciço. As principais características de um bloco esperado são mostradas esquematicamente na Figura 6.2.

Figura 6.2. Conceito de bloco médio ou esperado.

6.2.1 Custo de falha

A função de custo de falha pela queda de um bloco do teto de uma escavação é constituída por,

$$C^{falha}(\mathbf{d}) = C^{remoção} + C^{reparo}(\mathbf{d}) + C^{cessante} \quad (6.4)$$

onde $C^{remoção}$ é o custo de remoção do bloco caído; $C^{reparo}(\mathbf{d})$ é o custo pelos reparos necessários e $C^{cessante}$ é o lucro cessante devido à interdição da via.

O custo de remoção $C^{remoção}$ é composto pelas tarefas de 1, 2 e 3, ou seja, carga e remoção de entulho, e espalhamento de material no bota fora. Neste ponto, vale a pena salientar que foi considerado que qualquer bloco que caiu foi cominuído até um tamanho removível. Para túneis de mais de 1 km de comprimento.

$$C^{remoção} = (C1 + C2.L_{túnel} + C3)V_{médio} \quad (6.5)$$

onde $L_{túnel}$ é o comprimento total do túnel (considerando que o bloco mais difícil de remover é o bloco que cai no trecho central do túnel) e $V_{médio}$ é o volume médio ou esperado dos blocos instáveis.

A distância de carga-descarga dos blocos caídos foi considerada como $L_{\text{túnel}}$, pois se a queda do bloco ocorresse na região central do túnel, a distância percorrida até o bloco seria de $0,5 L_{\text{túnel}}$ para ir e $0,5 L_{\text{túnel}}$ para retornar. A Figura 6.3 mostra um esquema da lógica da remoção do entulho.

Figura 6.3. Remoção de entulho produto da queda de bloco instável na região central do túnel.

O custo de reparo $C^{\text{reparo}}(\mathbf{d})$ foi considerado como a reconstrução do sistema de suporte para a queda de um bloco médio. Um bloco médio corresponde ao bloco formado pelas características médias das feições geomecânicas como as orientações das discontinuidades e espaçamentos.

$$C^{\text{reparo}}(\mathbf{d}) = C4.n_b.A_{\text{média}}.L_{\text{tirante}} + C5.t_s.A_{\text{média}} \quad (6.6)$$

onde $A_{\text{média}}$ é área média ou esperada do bloco no teto e L_{tirante} é o comprimento dos tirantes.

O lucro cessante é o ganho que a proprietária que usufrui o túnel deixa de ter por causa do tempo de interdição da via. Assim, a função fica definida como,

$$C^{\text{cessante}} = C7.tempo(V_{\text{médio}}) \quad (6.7)$$

onde a função de tempo de interdição $tempo(V_{\text{médio}})$ depende da magnitude do bloco caído.

6.2.2 Função de custo inicial

Foi verificado que a função de custo de falha para o projeto do túnel depende de vários fatores, como comprimento do túnel e tamanho esperado do bloco. Por outro lado, o custo do sistema de suporte e reforço representa, de maneira típica, uma porcentagem de entre 10% e 20% do valor total da obra. Assim, nesta pesquisa é considerado que o custo inicial da obra é:

$$\begin{aligned} C^{\text{inicial}}(\mathbf{d}) &= C^{\text{escavação}} + C^{\text{suporte}}(\mathbf{d}) \\ C^{\text{suporte}}(\mathbf{d}) &= C4.n_b.A_{\text{teto}}.L_{\text{tirante}} + C5.t_s.A_{\text{teto}} + C8 \\ C^{\text{escavação}} &= C6.V_{\text{túnel}} \end{aligned} \quad (6.8)$$

6.3 Resultados e Análise

Como mencionado na introdução deste capítulo, as probabilidades de falha foram estimadas em um domínio de variáveis de projeto de 0 a 50 mm de espessura do concreto projetado e de 0 a 3 tirantes por metro quadrado. As probabilidades calculadas são mostradas na Figura 6.4. A combinação mais desfavorável, ou seja, sem tirantes e sem revestimento apresentou uma probabilidade de falha superior a 50%. Por outro lado, o caso mais reforçado apresentou uma probabilidade de falha inferior a 1%.

Figura 6.4. Probabilidades de falha estimadas no domínio estudado de variáveis de projeto.

Os parâmetros das funções de custo foram calibrados para representar situações reais de projeto⁶. Assim, o preço unitário das tarefas necessárias para fazer as nossas estimativas de custo são resumidas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1. Custos unitários de algumas tarefas envolvidas na construção de túneis.

	símbolo	un.	Preço unitário [R\$]
Carga e remoção de entulho até uma distância média de ida e volta de 1 km	C1	m3	5,89
Remoção de entulho além do primeiro km	C2	m3/km	0,93
Espalhamento do material no bota fora	C3	m3	2,27
Instalação de novos tirantes	C4	m	771,48
Aplicação de concreto projetado	C5	m3	1596,97
Escavação em rocha	C6	m3	132,0
Lucro cessante	C7	un/dia	1,00E+08
Uso de técnicas construtivas não convencionais	C8	un/dia	-

As funções de custo foram calculadas de acordo com as equações (6.1) a (6.8). As funções de custo esperado total, custo esperado de falha e custo inicial são representadas na Figura 6.5. Nesta figura os pontos de custo mínimo foram ressaltados com o uso de esferas para espessuras de 0 e 50 mm de concreto projetado.

Figura 6.5. Funções de custo esperado total, custo esperado de falha e custo inicial do problema analisado.

⁶ Comunicação pessoal com Giacomo Ré, Engenheiro Civil consultor na Themag Engenharia e Gerenciamento.

Da Figura 6.5, observamos que as funções de custo se mostraram monotônicas em relação à espessura do concreto projeto. Por isto, escolhemos mostrar apenas os dois casos extremos desta variável, ou seja, 0 e 50 mm de revestimento para comparação. As duas opções foram analisadas em termos dos custos totais associados à queda de um bloco do teto do túnel. A Figura 6.6 mostra o resultado de ambas situações. Aqui, se observa que o custo total é reduzido consideravelmente com a instalação de um revestimento de 50 mm de espessura. A curva correspondente ao túnel com revestimento de 50 mm sempre apresenta um custo total inferior ao da opção sem revestimento. Adicionalmente, se observa que o ponto ótimo apresenta uma diminuição na quantidade de atirantamento necessário.

Figura 6.6. Custo total associado ao risco de queda de blocos do teto de um túnel de 6 m de largura.

O mínimo custo encontrado para o túnel sem revestimento foi de aproximadamente R\$ $6,5 \times 10^7$ sendo que este custo é dividido em R\$ $5,1 \times 10^7$ de custo inicial (atirantamento) e um custo esperado de falha associado de R\$ $1,4 \times 10^7$. Para o túnel com 50 mm de revestimento, o custo mínimo foi de aproximadamente R\$ $4,1 \times 10^7$ dividido em R\$ $2,4 \times 10^7$ para o custo inicial (atirantamento+revestimento) e R\$ $1,7 \times 10^7$ em custo esperado de falha. Os resultados ótimos são mostrados na Figura 6.7.

Figura 6.7. Comparação dos custos ótimos para as duas opções disponíveis.

Dos resultados, podemos verificar que o acréscimo na espessura do revestimento diminui a quantidade de atirantamento no ponto ótimo. Pontualmente, para as características deste problema, esta diminuição do atirantamento resulta em decréscimo para custo inicial ou de construção. Por outro lado, a diminuição do atirantamento incrementa o custo esperado de falha. Este resultado pode estar acontecendo por um custo elevado dos tirantes. Por exemplo, a situação de remover tirantes implica em menos custo do que assumir este risco ou diminuição na confiabilidade do sistema. Por outro lado, se os tirantes tivessem um custo baixo, o risco de retirar estes tirantes não seria compensado pelo preço dos mesmos e, portanto, a tendência lógica e numérica seria a de reforçar mais a estrutura. Podemos mencionar, também, que não apenas o custo dos tirantes, como o preço de outros componentes pode ter gerado este comportamento. Assim, uma análise de sensibilidade se mostra necessária para entender este tipo de análise de risco.

Das análises realizadas, percebeu-se que o custo do lucro cessante tem uma grande influência no valor do custo esperado de falha e, conseqüentemente, no custo esperado total. O lucro cessante varia de acordo com o tipo de obra e o contexto econômico durante o prazo da obra. No entanto, entendemos que obras subterrâneas utilizadas para transportar materiais de alto valor apresentam grandes lucros cessantes como produto de interdições. Por exemplo, penalidades da ordem de milhões de dólares/dia podem ser aplicadas como consequência de uma interdição direta ou indireta de uma via férrea.

No nosso problema, modificamos o valor do custo de lucro cessante de 100 milhões de reais para (a) 1 bilhão de reais, 1B, e (b) 10 milhões de reais, 10M. A função de custo esperado total é avaliada para as duas condições. A Figura 6.8 mostra as curvas produtos destas análises. Podemos observar que, para o caso (a), o ponto ótimo é deslocado para a

direita, ou seja, para o lado do sobredimensionamento ou segurança. Isto porque um evento de falha apresenta um custo muito elevado e, conseqüentemente, é mais conveniente investir em reforço do que arriscar com a possibilidade de falha e a conseqüente perda econômica devido à interdição da obra. No caso oposto (b), o ponto ótimo é deslocado para a esquerda, ou seja, para a diminuição da quantidade de reforço. Isto ocorre porque um custo relativamente baixo envolvido em uma falha é compensado com uma poupança de produto na ausência de reforço. Isto mostra a importância do contexto econômico do empreendimento no projeto do mesmo. Vale a pena salientar que em ambos os casos as configurações ótimas envolvem a instalação de um revestimento de concreto projetado.

Figura 6.8. Sensibilidade ao lucro cessante. Casos 1B (a) e 10M (b).

Nos casos acima a configuração ótima acontece com a instalação de um revestimento de concreto projetado. Entretanto, se o custo unitário do concreto for maior (digamos, 100 vezes para este problema específico), a instalação de concreto projetado resulta dispendiosa. A Figura 6.9 mostra a função de custo esperado total para um caso em que o custo unitário da instalação do concreto projetado é elevado. Observa-se uma inversão na localização dos pontos ótimos em relação à combinação de preços iniciais. Nesta última condição, resulta mais econômico instalar apenas tirantes do que tirantes e revestimento (Figura 6.10).

Figura 6.9. Análise de caso com concreto de alto preço. R\$ 100k.

Figura 6.10. Distribuição de custos com concreto de alto preço.

Em algumas situações (por exemplo, no reforço de estruturas existentes de intenso trânsito ou alto custo de interdição) a instalação de elementos de reforço ou suporte implica em um grande custo devido à interdição da via com o consequente lucro cessante ou alternativamente com o uso de tecnologias de grande investimento para evitar a interdição da obra. Altos custos iniciais devido a lucros cessantes ou processos não convencionais de construção conduzem novamente a modificações no projeto ótimo do sistema de suporte. No entanto, se o investimento na melhoria do método de instalação do suporte não depende das características dele [como no caso da equação (6.8)] o formato da função não sofre alteração, apenas um deslocamento vertical. Em outras palavras, a configuração ótima não muda com relação ao investimento no uso de técnicas construtivas não convencionais.

6.4 Conclusão

Deste capítulo, podemos extrair algumas conclusões importantes como:

- A confiabilidade e o risco quantitativo podem ser utilizados como uma ferramenta eficaz para otimizar um projeto de engenharia, considerando de maneira abrangente o comportamento mecânico, a servicibilidade, a segurança e o contexto econômico do local onde o empreendimento será materializado;
- Em todo projeto de engenharia em que existam incertezas e uma relação de compromisso entre segurança e custo de construção, a solução ótima só pode ser encontrada quando os custos esperados de falha são considerados. Avaliar custos esperados de falha envolve avaliar probabilidades, via teoria da confiabilidade estrutural.
- Não apenas os custos absolutos, mas também os valores relativos entre eles determinam a combinação ótima das variáveis de projeto;
- O conhecimentos dos processos envolvidos nas diferentes situações do projeto alimentam os modelos de otimização. Assim, é importante manter um olhar holístico do problema de engenharia.

Capítulo 7: Conclusões

Este trabalho buscou introduzir um método sistemático e eficiente para realizar a estimativa de risco quantitativo em maciços rochosos fraturados. Para tanto, o comportamento mecânico do maciço rochoso foi estudado através de abordagens de meio descontínuo e de contínuo equivalente, de acordo com o requerido pelas características do maciço. O conceito de risco quantitativo foi diretamente incorporado, a partir das recomendações do Comitê de Prática de Engenharia de Avaliação e Gestão de Risco TC304 da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica ISSMGE, com o intuito de progredir no estado da arte. Desta maneira, algumas conclusões importantes puderam ser extraídas no decorrer desta pesquisa, a saber:

Em relação à segurança estrutural:

- Existe grande confusão na literatura geotécnica em relação ao uso dos termos relativos ao risco, tais como risco, perigo, ameaça, entre outros. Contudo, o TC304-ISSMGE uniformizou definições para serem utilizadas pela comunidade geotécnica mundial. Assim, nós consideramos estes termos como sendo os futuros conceitos de referência em se tratando de Gestão e Avaliação de Riscos;

- Os diversos estados limites pelos quais o projeto da obra subterrânea em maciço rochoso fraturado deve ser verificado são, desde o ponto de vista do risco, ameaças à segurança do mesmo como, por exemplo, a queda de blocos;

- O índice de confiabilidade alvo é um parâmetro fundamental, não apenas como valor de comparação para os resultados de análises probabilísticas, mas como ferramenta para a calibração de normas. Os valores de índice de confiabilidade alvo devem vir da prática ótima da engenharia. Assim, uma análise regional se mostra necessária com o intuito de estimar estes alvos de desempenho para uma futura calibração de norma geotécnica de risco adequada para o país;

- Os índices de confiabilidade alvo utilizados nesta pesquisa como valores de referência foram os recomendados por padrões americanos (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1997) e europeus (COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2004). O padrão americano compatibiliza, de maneira geral, o valor do índice de confiabilidade à qualidade do

desempenho do projeto e o europeu, implicitamente, garante níveis máximos de risco associado, de acordo com o tipo de projeto;

- As recomendações para o índice de confiabilidade são referentes aos membros estruturais, não em relação ao sistema completo. Assim, as recomendações em relação à confiabilidade de sistemas devem ser consideradas com cautela.

Em relação aos métodos de estimativa da confiabilidade:

- O método mais robusto para realizar a estimativa da confiabilidade ou da probabilidade de falha é a simulação de Monte Carlo. No entanto, este método apresenta um alto custo computacional, principalmente para situações de baixa probabilidade de ocorrência, como é esperado para projetos de engenharia. Contudo, o método é ideal para ser utilizado em conjunto com soluções analíticas, embora em alguns casos seja necessário inclusive para modelos de alto custo computacional;

- Os métodos de aproximação FORM e SORM se apresentam eficientes quando é possível isolar a função de performance correspondente a cada um dos modos de falha do estado limite ou ameaça. Estes métodos consistem basicamente em duas etapas: i) encontrar o ponto de projeto, e ii) aproximar o domínio de falha com uma hipersuperfície linear (FORM) ou quadrática (SORM). O método FORM se mostrou apropriado para resolver os seguintes problemas: convergência das paredes de escavações subterrâneas, estabilidade de frente e queda de blocos isolados com orientação fixa.

- Em algumas situações onde vários modos de falha coexistem no mesmo modelo numérico, os métodos de aproximação não são eficientes, devido à existência de múltiplos pontos de projeto, o que impossibilita a busca automática devido à existência de mínimos (ou máximos) locais;

- Os métodos de superfície de resposta se constituem numa alternativa atrativa para estimar a confiabilidade de desempenhos que só podem ser avaliados através do uso de modelos numéricos de alto custo computacional desde que as funções de performance possam ser isoladas;

- O método de acoplamento direto é uma ferramenta eficiente para a busca do ponto de projeto devido ao baixo número de chamadas necessárias para este fim. O acoplamento direto

emprega respostas discretas do modelo numérico para estimar o gradiente da função de performance. Porém, quando a resposta mecânica (função de performance) apresenta ruídos numéricos, a convergência se vê dificultada e o método perde eficácia. Por outro lado, o método de superfície de resposta polinomial quadrática, relativamente mais caro computacionalmente que o acoplamento direto, apresenta uma resposta mais robusta nos casos de modelos com ruídos, devido ao efeito de suavização que ocorre no ajuste de um polinômio quadrático. Desta maneira, as superfícies quadráticas podem ser utilizadas iterativamente, de maneira eficiente, para realizar a busca do ponto de projeto e, posteriormente, para realizar uma estimativa SORM sem gasto computacional adicional;

- De maneira geral, modelos numéricos em meio contínuo apresentaram boas respostas quando avaliados através de métodos de superfície de resposta. Em casos de pouca variabilidade na orientação das descontinuidades, os métodos de superfície de resposta podem ser utilizados em modelos numéricos de meio descontínuo, como no 3DEC;

- Os métodos empregados nesta pesquisa são de fácil implementação e de baixo custo computacional; por isto são recomendados para uso na estimativa da confiabilidade de obras subterrâneas em maciços rochosos fraturados.

Em relação ao risco quantitativo:

- Foi apresentado um método de estimativa sistemática e eficiente do risco quantitativo R que leva em consideração a probabilidade de falha de acordo com a intensidade da ameaça (função de perigo H), sua frequência, bem como a vulnerabilidade V da obra a sofrer perdas na forma de elementos em risco E.

$$R = H.V.E$$

- Segundo a norma ABNT NBR 31010:2012 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012), estas funções podem ser quantificadas com base em estimativas (métodos de confiabilidade), evidências e/ou calibradas com base na opinião de especialistas. Desde o nosso ponto de vista, o último tipo de função se afasta da abordagem quantitativa, embora em algumas situações seja a única solução disponível;

- O conceito de função de perda como a convolução da vulnerabilidade com a função de elementos em risco, ou diretamente com base em evidências ou funções de perda calibradas

por especialistas, pode ser utilizado para o seu produto direto com a função de perigo para a quantificação do risco.

- A função de perda pode ser uma função de custo de falha dependente da intensidade da ameaça, por exemplo, o volume de potencial bloco instável. Em alguns casos, a função de perda pode ser adotada como independente da intensidade de ameaça. Nesse caso podemos falar de um custo de falha. Quando a perda for avaliada desta maneira, a função de perigo pode ser integrada sobre a intensidade de ameaça e o resultado seria uma probabilidade de falha independente da intensidade da ameaça. Neste caso, o risco pode ser estimado diretamente como o valor da probabilidade de falha pelo seu custo de falha associado.

- Em todos os casos, a identificação das ameaças, como dos elementos em risco e das consequências, prévia às análises, é fundamental para o sucesso de uma análise de risco.

Em relação à otimização de projeto com base em risco:

- O processo de otimização do projeto com base no risco se mostrou uma alternativa muito atrativa, tanto para projetistas quanto para proprietários, pois este garante a satisfação de critérios mínimos de segurança e otimiza o critério financeiro conjuntamente;

- A otimização do projeto com base em risco reduz significativamente a componente subjetiva durante o processo de projeto. Com isto, o trabalho do tomador de decisões se vê simplificado pelo fato de ter uma ferramenta matemática capaz de levar em consideração vários aspectos do projeto ao mesmo tempo;

- A otimização do projeto pode apresentar um custo computacional muito alto devido ao fato de precisar de múltiplas estimativas da probabilidade de falha para as combinações das variáveis de projeto avaliadas. Neste caso, podem ser estudadas técnicas de otimização mais eficientes como os algoritmos genéticos;

Em relação às aplicações e aos casos estudados:

- Na aplicação do método de acoplamento direto à estimativa probabilidade de falha da convergência excessiva das paredes de um túnel, foi encontrado que a técnica de acoplamento se mostrou eficiente tanto no caso da formulação analítica quanto no caso da resposta implícita numérica. O algoritmo de otimização HLRF foi utilizado para a limite de convergência das paredes de 1%, no entanto, quando o limite foi variado até 10%, o método HLRF não apresentou convergência sendo necessário utilizar o método iHLRF em casos de

baixa probabilidade. A curva de probabilidade de falha versus o limite de convergência das paredes é a função de perigo da referida ameaça. Nenhuma das variáveis aleatórias se mostrou como dominante no quesito de sensibilidade;

- Na aplicação da estimativa da probabilidade de falha da frente de escavação de um túnel raso, foi verificado que a técnica de superfície de resposta polinomial quadrática apresentou um comportamento mais estável do que o acoplamento direto. Supõe-se que isto aconteceu devido à presença de ruídos numéricos na solução numérica do FLAC3D, que prejudicou a aproximação dos gradientes, tornando-a instável. Soluções de limite superior e inferior também foram utilizadas para comparar com os resultados obtidos numericamente. Os resultados da formulação de limite superior (Mollon *et al.*, 2009) se mostraram muito próximos aos obtidos numericamente. No entanto, este comportamento não pode ser generalizado, uma vez que as condições de problema foram muito próximas às hipóteses do método usado para a estimativa do limite superior. Por outro lado, os resultados do limite inferior testado (Carranza-Torres, 2004) se mostraram conservadores. Em todos os casos, o ângulo de atrito apresentou a maior sensibilidade.

- Na aplicação da estimativa da probabilidade de falha de queda de um bloco isolado do teto de uma escavação em maciço rochoso fraturado com falha estruturalmente controlada, observamos como as recomendações empíricas realizadas pela classificação geomecânica do sistema Q produziu um impacto significativo na confiabilidade quantitativa da obra em relação à ameaça de queda de blocos. Foi observado que a obra estudada apresenta confiabilidade comparável aos padrões modernos de segurança. Em termos da confiabilidade, a consideração adequada do número de VA no problema de confiabilidade pode ter um impacto considerável na estimativa da probabilidade de falha. Por outro lado, em relação ao comportamento mecânico, foi observado que o ângulo de atrito foi a VA com maior sensibilidade no problema que quase exclusivamente comandou a sensibilidade de ponto de projeto. A segunda VA com maior sensibilidade foi o tamanho de bloco.

- No caso de estudo da Caverna da UHE-PAIV foi observado que a simulação de Monte Carlo se mostrou uma ferramenta eficiente e precisa para realizar a estimativa da probabilidade de falha de blocos em escavações subterrâneas. O pacote de software Unwedge foi utilizado como função de performance implícita. A estimativa da probabilidade foi discretizada em função do tamanho do bloco sobre o eixo. Considerou-se a influência da probabilidade de intersecção das juntas e a frequência de formação de blocos. A probabilidade

elementar foi integrada ao longo do comprimento da caverna (220 m). Com isto, foi verificado que o tamanho mais provável de bloco instável está entre 3,0 e 3,5 m. Por outro lado, o maior risco foi registrada para blocos de entre 3,5 a 4,0 m. Esta diferença ocorreu por causa do formato assimétrico da função de custo. Contudo, a segurança estimada da obra se mostrou consistente com o comportamento observado em campo.

- No estudo de otimização do projeto com base em risco, foi visto um método simples de projeto que leva em consideração os aspectos mecânico, de segurança e financeiro de uma maneira integral. Foi estudada a influência de alguns custos unitários como o lucro cessante e o de instalação do concreto projetado na configuração ótima de projeto. Pôde ser observado que os custos unitários podem modificar de maneira significativa a configuração do projeto, a depender da importância relativa destes. Por exemplo, embora pareça óbvio, se o custo de instalação do concreto fosse alto, então seria conveniente projetar a estrutura empregando menos concreto, mas com o incremento da densidade de atirantamento. No exemplo estudado de concreto de alto custo, a configuração ótima (sem revestimento) apresentou custo inicial e custo esperado de falha menores, apesar de ter havido aumento na quantidade de tirantes.

Finalmente, conclui-se que as análises quantitativas de risco, como base para a avaliação e gestão de risco, devem ser consideradas como diretriz da prática da engenharia geotécnica, uma vez que estas análises conciliam os conceitos básicos de projeto como eficiência mecânica, segurança e viabilidade financeira. Assim, a quantificação de risco é plenamente possível.

Referências

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-11**. Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, Michigan. 1995. 373 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA. Métodos para descrição quantitativa de descontinuidades em maciços rochosos- Tradução n.o 12. São Paulo, Brasil. 1983. 50 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR ISO/EIC 31010:2012**. Gestão de Riscos- Técnicas para o processo de avaliação de riscos. 2012. 92 p.
- ALEOTTI, P.; CHOWDHURY, R. Landslide hazard assessment: summary review and new perspectives. **Bulletin of engineering geology and the environment**, v.58, n.1, p.21-44. 1999.
- ALTAREJOS-GARCÍA, L.; ESCUDER-BUENO, I.; SERRANO-LOMBILLO, A.; DE MEMBRILLERA-ORTUÑO, M.G. Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis. **Structural Safety**, v.36, p.1-13. 2012.
- ANG, A.H.-S.; TANG, W.H. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Volume I - Basic Principles**. 1st ed. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1975. 409 p
- _____. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Volume II - Decision, Risk and Reliability**. 1st ed. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1984. 562 p
- ANG, A.H.-S.; TANG, W.H. **Probability concepts in engineering: Emphasis on applications to civil and environmental engineering, Vol. 1**: Wiley, New York, 2007
- AOKI, N. Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia**, v.19, n.3, p.48-64. 2002.
- _____. Segurança e confiabilidade de fundações profundas. **Engenharia: Estudo e Pesquisa**, v.8, p.98-106. 2007.
- STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. **AS/NZS 4360**. Risk Management. Strathfield. 1999. 51 p.
- AZEVEDO, A.A. **A incorporação de incertezas de natureza geológica no projeto e construção de túneis urbanos**. 2002. 199 p. Tese (Doutorado em Geociências) (Dr.). Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- BAECHER, G.; LANNEY, N.; EINSTEIN, H. Statistical description of rock properties and sampling. Proc. of the The 18th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS), 1977. p. 8.

- BAECHER, G.B.; CHRISTIAN, J.T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering**. 1st ed. Chichester, West Sussex, England: John Wiley & Sons Ltd., 2003. 605 p. ISBN-10 0471498335
- BARLA, G.; BARLA, M. Continuum and discontinuum modelling in tunnel engineering. **Rudarsko-Geološko-Naftni Zbornik**, v.12, n.1, p.45-57. 2000.
- BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v.6, n.4, p.189-236. 1974.
- BARTON, N.; CHOUBEY, V. The shear strength of rock joints in theory and practice. **Rock mechanics**, v.10, n.1-2, p.1-54. 1977.
- BARTON, N.; BANDIS, S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In: N. Barton and O. Stephansson (Editors), **Rock Joints**. Rotterdam: A. A. Balkema, 1990, p. 603-610.
- BARTON, N. Quantitative description of rock masses for the design of NMT reinforcement (Special Lecture 1). Proc. of the International Conference on Hydropower Development in Himalayas. Shimla, India, 1998.
- _____. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.39, n.2, p.185-216. 2002.
- _____. Rock mass characterization for excavation in mining and civil engineering. Proc. of the International workshop on rock mass classification in underground mining. IC, 2007. p. 3-23.
- BECK, A.T.; VERZENHASSI, C.C. Risk optimization of a steel frame communications tower subject to tornado winds. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v.5, p.187-203. 2008.
- BECK, A.T.; DE OLIVEIRA, W.L.A.; DE NARDIM, S.; ELDEBS, A.L.H.C. Reliability-based evaluation of design code provisions for circular concrete-filled steel columns. **Engineering Structures**, v.31, n.10, p.2299-2308. 2009.
- BECK, A.T. **StRAnD - Structural Reliability Analysis and Design**: Projeto de Pesquisa FAPESP, 2007/00154-4. São Carlos, SP, 2011a. p.
- _____. **Curso de confiabilidade estrutural-Notas de aula**. São Carlos, 2011b. 220 p.
- BECK, A.T.; GOMES, W.J.D.S. A comparison of deterministic, reliability-based and risk-based structural optimization under uncertainty. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v.28, n.0, p.18-29. 2012.
- BECK, A.T.; GOMES, W.J.S.; BAZÁN, F.A.V. On the robustness of structural risk optimization with respect to epistemic uncertainties. **International Journal for Uncertainty Quantification**, v.2, n.1. 2012.
- BECK, A.T. Structural optimization under Uncertainties: Understanding the role of Expected Consequences of Failure. In: Y. Tsompanakis, P. Iványi and B.H.V. Topping (Editors),

Soft Computing Methods for Civil and Structural Engineering. Stirlingshire, Scotland: Saxe-Coburg Publications, 2013, p. x - xx.

- BIENIAWSKI, Z.T. **Engineering rock mass classifications: A complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering:** Wiley, 1989. 251 p. 0471601721.
- BREITUNG, K. Asymptotic Approximations for Multinormal Integrals. **Journal of Engineering Mechanics**, v.110, n.3, p.357-366. 1984.
- BRINKGREVE, R.B.; BAKKER, H.L. Non-linear finite element analysis of safety factors. In: G. Beer, J.R. Booker and J.P. Carter (Editors), **Computer Methods and Advances in Geomechanics**. Balkema, Rotterdam 1991, p. 1117-1122.
- BROWN, E.T.; BRAY, J.W.; LADANYI, B.; HOEK, E. GROUND RESPONSE CURVES FOR ROCK TUNNELS. **Journal of Geotechnical Engineering-Asce**, v.109, n.1, p.15-39. 1983.
- BRITISH TUNNELLING SOCIETY. **Risk management of tunnel works**. The joint code of practice for risk management of tunnel works in UK. Online Version. 2003. 20 p.
- CABRAL, E.; DANZIGER, B.; PACHECO, M.P. Confiabilidade de estacas cravadas. Estudo de caso com aplicação da teoria bayesiana (trabalho submetido). **Geotecnia**, v.1, p.1-20. 2009.
- CAI, G.Q.; ELISHAKOFF, I. Refined second-order reliability analysis. **Structural Safety**, v.14, n.4, p.267-276. 1994.
- CAI, M.; KAISER, P.K.; UNO, H.; TASAKA, Y.; MINAMI, M. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.41, n.1, p.3-19. 2004.
- CAI, M.; KAISER, P. Visualization of rock mass classification systems. **Geotechnical & Geological Engineering**, v.24, n.4, p.1089-1102. 2006.
- CAI, M. Rock Mass Characterization and Rock Property Variability Considerations for Tunnel and Cavern Design. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v.44, n.4, p.379-399. 2011.
- CAQUOT, A.I.N.E.; KÉRISEL, J.L.R. **Traité de mécanique des sols**. 2e Édition ed. Paris, France: Gauthier-Villars, 1949. 385 p
- CARNAHAN, J. Maximum likelihood estimation for the 4-parameter beta distribution. **Communications in Statistics-Simulation and Computation**, v.18, n.2, p.513-536. 1989.
- CARRANZA-TORRES, C.; FAIRHURST, C. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.15, n.2, p.187-213. 2000.

- CARRANZA-TORRES, C. **Computation of Factor of Safety for Shallow Tunnels using Caquot's Lower Bound Solution**. Turin: Geodata, 2004a, 43 p. Technical Report. Report
- _____. Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.41, n.3, p.480-481. 2004b.
- CARRANZA-TORRES, C.; REICH, T.; SAFTNER, D. Stability of shallow circular tunnels in soils using analytical and numerical models. In: Proceedings of the 61st Minnesota Annual Geotechnical Engineering Conference. 2013. St. Paul Campus. St. Paul Campus: University of Minnesota, 2013.
- CECÍLIO JR., M.O.; WEDEKIN, V.M.; QUEIROZ, P.I.B.; NEGRO JR., A. Avaliação de Risco da Estabilidade de Escavações de túneis em solo baseada na variabilidade de parâmetros geotécnicos. In: 3 Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas and South American Tunnelling - SAT 2012. 2012. São Paulo, Brazil. São Paulo: CBT, 2012.
- CELESTINO, T.B.; GOMES, R.; BOTOLUCCI, A.A.; AOKI, N. Evaluation of tunnel support structural reliability. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.21, p.311. 2006.
- CELESTINO, T.B. Uncertainty Associated to Underground Construction - Consequences for Insurance. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica; III Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos; III Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo. 2008. Buzios, RJ, Brazil: ABMS, 2008.
- CHAN, L.-Y. **Application of Block Theory and Simulation Techniques to Optimum Design of Rock Excavations**. 1987. 254 p. Ph.D. Thesis (Engineering) (Ph.D.). Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, California, 1987.
- CHEN, G. Probabilistic Key Block Analysis of a Mine Ventilation Shaft Stability - a Case Study. **Geomechanics and Geoengineering: An International Journal**, v.7, n.4, p.252-262. 2012.
- CHEN, R.; TONON, F. Closed-Form Solutions for a Circular Tunnel in Elastic-Brittle-Plastic Ground with the Original and Generalized Hoek-Brown Failure Criteria. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v.44, n.2, p.169-178. 2011.
- CHRISTIAN, J.T. Geotechnical engineering reliability: How well do we know what we are doing? **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.130, n.10, p.985-1003. 2004.
- COROMINAS, J.; VAN WESTEN, C.; FRATTINI, P.; CASCINI, L.; MALET, J.-P.; FOTOPOULOU, S.; CATANI, F.; VAN DEN ECKHAUT, M.; MAVROULI, O.; AGLIARDI, F. Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. **Bulletin of engineering geology and the environment**, v.73, n.2, p.209-263. 2014.
- CRAWFORD, A.M.; BRAY, J.W. Influence of the insitu stress-field and joint stiffness on rock wedge stability in underground openings. **Canadian Geotechnical Journal**, v.20, n.2, p.276-287. 1983.

- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA-A23.3-04**. Design of concrete structures for buildings. Rexdale, Ontario. 2004. 232 p.
- CUNDALL, P.A. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Proc. of the Proc. Symp. Rock Fracture (ISRM). Vol. 1. Nancy, 1971.
- DAVIS, E.H.; GUNN, M.J.; MAIR, R.J.; SENEVIRATNE, H.N. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. **Geotechnique**, v.30, n.4, p.397-416. 1980.
- DAWSON, E.M.; ROTH, W.H.; DRESCHER, A. Slope stability analysis by strength reduction. **Geotechnique**, v.49, n.6, p.835-840. 1999.
- DER KIUREGHIAN, A.; LIU, P. Structural Reliability under Incomplete Probability Information. **Journal of Engineering Mechanics**, v.112, n.1, p.85-104. 1986.
- DITLEVSEN, O. Narrow reliability bounds for structural systems. **Journal of structural mechanics**, v.7, n.4, p.453-472. 1979.
- DUNCAN FAMA, M.E. Numerical modeling of yielding zones in weak rocks. In: J.A. Hudson (Editor), **Comprehensive rock engineering**: Rock mechanics continuum modeling. Oxford: Pergamon., 1993, p. 49-75.
- EIDSVIG, U.M.; MEDINA-CETINA, Z.; KVELDSVIK, V.; GLIMSDAL, S.; HARBITZ, C.B.; SANDERSEN, F. Risk assessment of a tsunamigenic rockslide at Knes. **Natural Hazards**, v.56, n.2, p.529-545. 2011.
- ELSWORTH, D. Wedge Stability in the Roof of a Circular Tunnel: Plane Strain Condition. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.23, n.2, p.177-181. 1986.
- ESKESEN, S.D.; TENGBORG, P.; KAMPMANN, J.; VEICHERTS, T.H. Guidelines for tunnelling risk management: International Tunnelling Association, Working Group No. 2. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.19, n.3, p.217-237. 2004.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. CEN. **EN1990:2002**: Eurocode 0- Basis of structural design. Brussels. 2002. 119 p.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. CEN. **EN1997-1:2004**: Eurocode 7- Geotechnical Design. Part 1: General Rules. Brussels. 2004. 171 p.
- FABER, M.H.; SØRENSEN, J.D. Reliability based code calibration - The JCSS approach. In: A. DerKiureghian, S. Madanat and J.M. Pestana (Editors), **Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Vols 1 and 2**. Rotterdam: Millpress Science Publishers, 2003, p. 927-935.
- FISHER, R. Dispersion on a Sphere. **Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences**, v.217, n.1130, p.295-305. 1953.
- FREEZE, R.A.; MASSMANN, J.; SMITH, L.; SPERLING, T.; JAMES, B. Hydrogeological decision-analysis. 1. A Framework. **Ground Water**, v.28, n.5, p.738-766. 1990.

- GENEVOIS, R.; ROMEO, R.W. Probability of failure occurrence and recurrence in rock slopes stability analysis. **International Journal of Geomechanics**, v.3, n.1, p.34-42. 2003.
- GENSKE, D.D.; WALZ, B. Probabilistic assessment of the stability of rock slopes. **Structural Safety**, v.9, n.3, p.179-195. 1991.
- GILL, P.E.; MURRAY, W.; WRIGHT, M.H. Practical optimization. 1981.
- GLYNN, E.F.; EINSTEIN, H.H. Probability Of Kinematic Instability In Rock Slopes - A Numerical Approach. In: 20th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS). 1979. Austin, Texas. Austin, Texas: American Rock Mechanics Association, 1979.
- GOMES, W.J.S. **Otimização de riscos sob processos aleatórios de corrosão e fadiga**. 2014. 199 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) (Dr.). Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.
- GOODMAN, R.E.; TAYLOR, R.L.; BREKKE, T.L. A model for the mechanics of jointed rock. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Division**, v.94, n.SM 3, p.637-659. 1968.
- GOODMAN, R.E.; SHI, G.H.; BOYLE, W. Calculations of Support for Hard, Jointed Rock Using the Keyblock Principal. In: 23rd Symposium on Rock Mechanics. 1982. University of California at Berkeley. **Proceedings**. New York: Society of Mining Engineers, 1982. p. 883-898.
- GOODMAN, R.E.; SHI, G.H. **Block theory and its application to rock engineering**. 1st ed. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1985. 338 p. Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. ISBN - 0130781894.
- HACHICH, V.; VANMARCKE, E.H. Probabilistic updating of pore pressure fields. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.109, n.3, p.373-387. 1983.
- HASOFER, A.M.; LIND, N.C. Exact and Invariant Second-Moment Code Format. **Journal of the Engineering Mechanics Division-Asce**, v.100, n.NEM1, p.111-121. 1974.
- HATZOR, Y. The block failure likelihood: A contribution to rock engineering in blocky rock masses. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v.30, n.7, p.1591-1597. 1993.
- HATZOR, Y.H.; FEINTUCH, A. The joint intersection probability. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.42, n.4, p.531-541. 2005.
- HEINZ, H.K. **Large cross section tunnels in soft ground**. 376 p. Thesis (Ph.D.). Department of Civil Engineering, University of Alberta, Alberta, Canada, 1988.
- HIDALGO, C.H.; ASSIS, A.P. Análise de risco por movimentos de massa na estrada na avaliação da viabilidade de um túnel. In: 3 Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas and South American Tunnelling - SAT 2012. 2012. São Paulo, Brazil. São Paulo: CBT, 2012. p. 5.

- HO, K.; LEROI, E.; ROBERDS, B. Quantitative Risk Assessment: Application Myths And Future Direction. Proc. of the ISRM International Symposium, 2000. p. 43.
- HOEK, E. Strength of rock and rock masses. **ISRM News Journal**, v.2, n.2, p.4-16. 1994.
- _____. Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.35, n.1, p.63-68. 1998.
- HOEK, E.; KAISER, P.K.; BAWDEN, W.F. **Support of Underground Excavations in Hard Rock**. 1st ed. Rotterdam, Netherlands; Brookfield, VT, USA: A.A. Balkema, 1998. 228 p. ISBN - 9054101865
- HOEK, E.; MARINOS, P. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. **Tunnels and tunnelling international**, v.32, n.11, p.45-51. 2000.
- HOEK, E.; CARRANZA-TORRES, C.; CORKUM, B. Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. In: 5th North American Rock Mechanics Symposium. 2002. Toronto. **Proceedings**. Toronto2002. p. 267-273.
- HOEK, E.; DIEDERICHS, M.S. Empirical estimation of rock mass modulus. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.43, n.2, p.203-215. 2006.
- HOEK, E. **Practical Rock Engineering**: 2007. Online ed. Rocscience2007. 237 p. Online version
- HOERGER, S.F. **Probabilistic and deterministic keyblock analyses for excavation design**. Michigan Technological University, 1988.
- HONG, E.-S.; LEE, I.-M.; SHIN, H.-S.; NAM, S.-W.; KONG, J.-S. Quantitative risk evaluation based on event tree analysis technique: application to the design of shield TBM. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.24, n.3, p.269-277. 2009.
- HUNTER, D. An upper bound for the probability of a union. **Journal of Applied Probability**, p.597-603. 1976.
- IDRIS, M.A.; SAIANG, D.; NORDLUND, E. Probabilistic analysis of open stope stability using numerical modelling. **International Journal of Mining and Mineral Engineering**, v.3, n.3, p.194-219. 2011.
- INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. **IEC/ISO 31010: 2009**. Risk management-risk assessment techniques. 2009. 90 p.
- ISRM. International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field tests: Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts**, v.15, n.6, p.319-368. 1978.
- INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS. Rock characterization, testing and monitoring- ISRM Suggested Methods. Oxford: Pergamon Press. 1981. 211 p.

- INTERNATIONAL SOCIETY OF SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING. TC304 - Glossary of Risk Assessment Terms - Version 1, July 2004- Technical Committee on Risk Assessment and Management. Online Version. 2004. 7 p.
- ITASCA CONSULTING GROUP INC. **UDEC (Universal Distinct Element Code)**. Version 4.0. Minneapolis, Minnesota. 2004.
- ITASCA CONSULTING GROUP INC. **3DEC (Three Dimensional Distinct Element Code)**. Version 4.1. Minneapolis, Minnesota. 2007.
- ITASCA CONSULTING GROUP INC. **FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions)**. Version 5.01. Minneapolis, Minnesota. 2012.
- INTERNATIONAL TUNNELING INSURANCE GROUP. A code of practice for risk management of tunnel works. Online Version. 2006. 28 p.
- JAMAL, F.G. **Análise numérica tridimensional de túneis considerando não linearidade do suporte de concreto projetado reforçado com aço**. 2014. 228 p. Tese (Doutor em Ciências). Departamento de Geotecnia, EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2013.
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. Probabilistic model code- Part I - Basis of Design, 12th draft. Zurich, Switzerland. 2001. 65 p.
- JIMENEZ-RODRIGUEZ, R.; SITAR, N.; CHACÓN, J. System reliability approach to rock slope stability. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.43, n.6, p.847-859. 2006.
- KIRSCH, G.E. Die theorie der elastizitat und die bedurfnisse der festigkeitlehre. **Zentralblatt Verlin Deutscher Ingenieure**, v.42, p.797-807. 1898.
- KOUNIAS, E.G. Bounds for the probability of a union, with applications. **The Annals of Mathematical Statistics**, p.2154-2158. 1968.
- KÖYLÜOĞLU, H.U.; NIELSEN, S.R.K. New approximations for SORM integrals. **Structural Safety**, v.13, p.235-246. 1994.
- KULATILAKE, P. Estimating elastic constants and strength of discontinuous rock. **Journal of Geotechnical Engineering-Asce**, v.111, n.7, p.847-864. 1985.
- LANGFORD, J.C.; DIEDERICHS, M. Reliability based approach to tunnel lining design using a modified point estimate method. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.60, p.263-276. 2013.
- LANNEY, N.A. **Statistical Description of Rock Properties and Sampling**. 1978. 252 p. Ph.D. Thesis (Engineering). Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston, Massachusetts., 1978.
- LECA, E.; DORMIEUX, L. Upper and Lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. **Geotechnique**, v.40, n.4, p.581-606. 1990.

- LEONEL, E.D.; BECK, A.T.; VENTURINI, W.S. On the performance of response surface and direct coupling approaches in solution of random crack propagation problems. **Structural Safety**, v.33, n.4-5, p.261-274. 2011.
- LI, H.Z.; LOW, B.K. Reliability analysis of circular tunnel under hydrostatic stress field. **Computers and Geotechnics**, v.37, n.1-2, p.50-58. 2010.
- LIU, P.-L.; DER KIUREGHIAN, A. **Optimization algorithms for structural reliability analysis**. California, USA: University of California at Berkeley, 1986, 44 p. Research Report. Report No. UCB/SESM-86/09.
- LOW, B.K. Reliability analysis of rock wedges. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.123, n.6, p.498-505. 1997.
- LOW, B.K.; TANG, W.H. Efficient reliability evaluation using spreadsheet. **Journal of Engineering Mechanics**, v.123, n.7, p.749-752. 1997.
- LU, Q.; LOW, B.K. Probabilistic analysis of underground rock excavations using response surface method and SORM. **Computers and Geotechnics**, v.38, n.8, p.1008-1021. 2011.
- LU, Q.; SUN, H.Y.; LOW, B.K. Reliability analysis of ground-support interaction in circular tunnels using the response surface method. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.48, n.8, p.1329-1343. 2011.
- LUENBERGER, D.G. **Linear and nonlinear programming**: Springer, 2003. 1402075936.
- MAREK, J.M.; SAVELY, J.P. Probabilistic Analysis of the Plane Shear Failure Mode. In: 19th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS). 1978. Reno, Nevada: American Rock Mechanics Association, 1978.
- MATHWORKS. **MATLAB**. Version 2010. Champaign, Illinois. 2010.
- MAULDON, M. Intersection probabilities of impersistent joints. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v.31, n.2, p.107-115. 1994.
- MAULDON, M.H. Relative probabilities of joint intersections. Proc. of the The 33th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS), 1992. p. 767-774.
- MCCULLAGH, P.; LANG, P. Stochastic Models for Rock Instability in Tunnels. **Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)**, v.46, n.2, p.344-352. 1984.
- MELCHERS, R.E. **Structural Reliability: Analysis and Prediction**. 2nd ed. Chichester, W. Sussex, England: John Wiley & Sons, 2002. 437 p. ISBN - 0471987719
- MERRIEN-SOUKATCHOFF, V.; KORINI, T.; THORAVALL, A. Use of an integrated discrete fracture network code for stochastic stability analyses of fractured rock masses. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v.45, n.2, p.159-181. 2011.

- MOLLON, G.; DIAS, D.; SOUBRA, A.-H. Probabilistic Analysis of Circular Tunnels in Homogeneous Soil Using Response Surface Methodology. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.135, n.9, p.1314-1325. 2009a.
- _____. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.136, n.1, p.215-229. 2009b.
- _____. Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.35, n.12, p.1363-1388. 2011.
- MOOD, A.M.; GRAYBILL, F.A.; BOES, D.C. **Introduction to the theory of statistics**. 3rd ed: McGraw-Hill International Bok Company, 1974
- NAPA-GARCÍA, G.F.; BECK, A.T.; CELESTINO, T.B. Reliability of face stability in Shallow Tunnel using the Caquot's lower bound solution. In: World Tunnel Congress WTC2014. 2014. Foz de Iguaçu. Foz de Iguaçu, RJ, Brazil: ITA-AITES, 2014.
- NASEKHIAN, A.; SCHWEIGER, H.F. Random set finite element method application to tunnelling. **International Journal of Reliability and Safety**, v.5, n.3, p.299-319. 2011.
- NOMIKOS, P.P.; SOFIANOS, A.I.; TSOUTRELIS, C.E. Symmetric wedge in the roof of a tunnel excavated in an inclined stress field. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.39, n.1, p.59-67. 2002.
- NOMIKOS, P.P.; YIOUTA-MITRA, P.V.; SOFIANOS, A.I. Stability of asymmetric roof wedge under non-symmetric loading. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v.39, n.2, p.121-129. 2006.
- ÖSTERREICHISCHE GESELLSCHAFT FÜR GEOMECHANIK. Richtlinie für die Geomechanische Planung von Untertagebauarbeiten mit zyklischem Vortrieb. Salzburg. 2001. 211 p.
- OLSSON, A.; SANDBERG, G.; DAHLBLOM, O. On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis. **Structural Safety**, v.25, n.1, p.47-68. 2003.
- PACHECO, M.P.; SCHMIDT, L. Um critério estatístico para a interpretação de ensaios geotécnicos. **Solos e Rochas**, v.19, n.3, p.177-188. 1996.
- PALMA, J.B. **Avaliação Integrada, em diferentes escalas, dos Atributos que controlam a Dinâmica das Águas: Aplicação para a Análise de Risco de Contaminação das águas subsuperficiais na região entre São Carlos e Ribeirão Preto**. 2004. 283 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) (Dr.). Departamento de Geotecnia, EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004.
- PALMSTROM, A. **RMi - a rock mass characterization system for rock engineering purposes**. PhD. thesis (Doctor Scientiarum). Department of Geology, Faculty of Mathematics and Natural Sciences, University of Oslo, Oslo, Norway, 1995.
- PARK, H.J.; WEST, T.R.; WOO, I. Probabilistic analysis of rock slope stability and random properties of discontinuity parameters, Interstate Highway 40, Western North Carolina, USA. **Engineering Geology**, v.79, n.3-4, p.230-250. 2005.

- PECK, R.B. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. **Geotechnique**, v.19, n.2, p.171-187. 1969.
- PHOON, K.-K. **Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering**: Computations and Applications. 1st ed. London and New York: Taylor & Francis Group, 2008. 545 p
- PÖTSCH, M. **The Analysis of Rotational and Sliding Modes of Failure for Slopes, Foundations, and Underground Structures in Blocky, Hard Rock**. 253 p. Thesis (PhD). Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität Graz, Graz, Austria, 2011.
- PRESS, W.H.; TEUKOLSKY, S.A.; VETTERLING, W.T.; FLANNERY, B.P. **Numerical Recipes - The Art of Scientific Computing**. Third ed. New York: Cambridge University Press, 2007. 1262 p
- PRIEST, S.D. **Discontinuity analysis for rock engineering**. 1st ed: Chapman & Hall, 1993. 473 p
- RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. Structural Reliability under Combined Random Load Sequences. **Computers & Structures**, v.9, n.5, p.489-494. 1978.
- RAJASHEKHAR, M.R.; ELLINGWOOD, B.R. A new look at the response surface approach for reliability analysis. **Structural Safety**, v.12, n.3, p.205-220. 1993.
- RÉ, G.; SLONGO, T.T.; TANIGUCHI, L. Usina Paulo Afonso IV - Critérios de Projeto e Comportamento do Maciço Rochoso durante a Construção. In: Simpósio sobre Escavações Subterâneas. 1982. Rio de Janeiro, RJ, Brazil: ABGE, 1982.
- REPETTO, L.; TUNINETTI, A.; GUGLIELMETTI, V.; RUSSO, G. Shield tunneling in sensitive areas: A new design approach for the optimization of the construction-phase management. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.21, n.3-4, p.270. 2006.
- ROCSCIENCE. **Unwedge - Underground Wedge Stability Analysis**. Version 3.0. Toronto, Ontario, Canada. 2013.
- ROCSCIENCE. **RocLab**. Version 1.033. Toronto, Ontario, Canada. 2014.
- RUBINSTEIN, R.; KROESE, D. **Simulation and the Monte Carlo Method**. 2nd ed: Wiley, 2008. ISBN 9780470177945.
- RUSILO, L.C. **Aplicação da Lógica Paraconsistente à Análise da Estabilidade de Estruturas em Rocha**. 2003. 286 p. Tese (Doutorado em Engenharia) (D.Sc.). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- RUSSO, G.; GRASSO, P.; BENSALID, A. A framework for the risk analysis of the Gib-raltar strait Railwaylink tunnel. Proc. of the World Tunnel Congress, 2008. p. 1726-1735.
- SALENÇON, J. Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu elastoplastique. Proc. of the Annales des ponts et chaussées, 1969. p. 231-236.

- SANTOS, K.R.M.D. **Técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo**. 2008. 193 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) (M.Sc.). Departamento de Estruturas, EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2014.
- SARI, M. The stochastic assessment of strength and deformability characteristics for a pyroclastic rock mass. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.46, n.3, p.613-626. 2009.
- SCAVIA, C.; BARLA, G.; BERNAUDO, V. Probabilistic stability analysis of block toppling failure in rock slopes. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.27, n.6, p.465-478. 1990.
- SCHUBERT, W.; GORICKI, A.; RIEDMULLER, G. The guideline for the geomechanical design of underground structures with conventional excavation. **Felsbau**, v.21, n.4, p.13-18. 2003.
- SCHWEIGER, H.; NASEKHIAN, A.; MARCHER, T. A comparison of Random Set and Point Estimate Methods in Finite Element Analysis of Tunnel Excavation. 2011.
- SCOLNIK, H.; GAMBINI, J. A new method to compute second derivatives. **Journal of Computer Science & Technology**, v.1, n.6. 2002.
- SHERIF, A.G.; DILGER, W.H. Critical review of the CSA A23. 3-94 punching shear strength provisions for interior columns. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v.23, n.5, p.998-1011. 1996.
- SHI, G.H. **Discontinuous deformation analysis**: A new numerical model for the statics and dynamics of block systems. 1988. 401 p. Ph.D. Thesis (Engineering) (Ph.D.). Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, California, 1988.
- SILVA, A.F.D. **Estudo de previsão de escorregamento a partir do fator de segurança 3D**: Campos de Jordão - SP. 2009. 353 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) (M.Sc.). Departamento de Geotecnia, EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2009.
- SILVA JR., C.R.A.; BECK, A.T. Bending of stochastic Kirchhoff plates on Winkler foundations via the Galerkin method and the Askey Wiener scheme. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v.25, p.172-182. 2010.
- SINGH, B.; GOEL, R.K. **Rock mass classification: a practical approach in civil engineering**. 1 ed. Amsterdam: Elsevier, 1999. 0080540651.
- SOARES, R.M.; RIBEIRO, D.B.; FUTAI, M.M.; NEGRO JR., A. Reliability analysis of block fall in unsupported hard rock tunnels. In: World Tunnel Congress WTC2014. 2014. Foz de Iguaçu. Foz de Iguaçu, RJ, Brazil: ITA-AITES, 2014.
- SOFIANOS, A.I. Stability of Rock Wedges in Tunnel Roofs. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.23, n.2, p.119-130. 1986.
- SONG, J.; DER KIUREGHIAN, A. Bounds on System Reliability by Linear Programming. **Journal of Engineering Mechanics**, v.129, n.6, p.627-636. 2003.

- SONG, J.J.; LEE, C.I.; SETO, M. Stability analysis of rock blocks around a tunnel using a statistical joint modeling technique. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.16, n.4, p.341-351. 2001.
- SONG, K.I.; CHO, G.C.; LEE, S.W. Effects of spatially variable weathered rock properties on tunnel behavior. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v.26, n.3, p.413-426. 2011.
- SOUSA, R.L. **Risk Analysis for Tunneling Projects**. 2010. 589 p. Ph.D. Thesis (Engineering) (Ph.D.). Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 2010.
- SU, Y.H.; LI, X.A.; XIE, Z.Y. Probabilistic evaluation for the implicit limit-state function of stability of a highway tunnel in China. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.26, n.2, p.422-434. 2011.
- SUDRET, B.; DER KIUREGHIAN, A. **Stochastic finite element methods and reliability: a state-of-the-art report**: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 2000, 182 p. Report No. UCB/SEMM-2000/08.
- TATONE, B.S.A.; GRASSELLI, G. A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.47, n.8, p.1391-1400. 2010.
- TINUCCI, J.P. **Modeling of Rock Mass Discontinuities for Deformation Analysis**. 1985. 600 p. Ph.D. Thesis (Engineering). Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, 1985.
- TONON, F. Analytical formulas for the geometric and inertia quantities of the largest removable blocks around tunnels. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.31, n.11, p.1301-1327. 2007a.
- _____. Analysis of single rock blocks for general failure modes under conservative and non-conservative forces. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v.31, n.14, p.1567-1608. 2007b.
- _____. Tunneling in Difficult Conditions-The Squeezing Case. Proc. of the Geotechnical Engineering State of the Art and Practice, Keynote Lectures from GeoCongress 2012, 2012. p. 380-397.
- TSE, R.; CRUDEN, D.M. Estimating joint roughness coefficients. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.16, n.5, p.303-307. 1979.
- TVEDT, L. **Two second-order approximations to the failure probability**. Oslo: Det Norske Veritas, 1983p. Report No. RDIV/20-004083.
- UNDRO. **Natural Disasters and vulnerability analysis**: Report of Expert Group Meeting. Geneva, Switzerland, 1979. 53 p.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **ETL 1110-2-300**: Characterization and measurement of discontinuities in rock slopes. Washington, DC. 1983. 10 p.

- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **TRH 104-93**: Statistical considerations. Washington, DC. 1993. 6 p.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **ETL 1110-2-547**: Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering. Washington, DC. 1997. 14 p.
- VENEZIANO, D. (1979). **Probabilistic models of joints in rock**. Unpublisher paper. Massachusetts. MIT.
- VERZENHASSI, C.C. **Otimização de risco estrutural baseada em confiabilidade**. 2008. 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) (M.Sc.). Departamento de Estruturas, EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2008.
- VLACHOPOULOS, N. **Back Analysis of tunnelling case study in weak rock of the Alpine System in Northern Greece: Validation and optimization of design analysis based on ground characterization and numerical simulation**. 562 p. Thesis (Ph.D.). Department of Geology and Geological Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, 2009.
- WARBURTON, P.M. Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**, v.18, n.5, p.415-427. 1981.
- WESTBERG, M. **Reliability-based assessment of concrete dam stability**. 2010. 162 p. Ph.D. Thesis (Engineering) (Ph.D.). Division of Structural Engineering, Lund University, Lund, Sweden, 2010.
- WHITMAN, R.V. Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.110, n.2, p.143-188. 1984.
- WOLFRAM RESEARCH INC. **Mathematica**. Version 9.0. Champaign, Illinois. 2012.
- WU, T.H.; ALI, E.M. Statistical representation of joint roughness. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v.15, n.5, p.259-262. 1978.
- ZHANG, W.G.; GOH, A.T.C. Reliability assessment on ultimate and serviceability limit states and determination of critical factor of safety for underground rock caverns. **Tunnelling and Underground Space Technology**, v.32, p.221-230. 2012.
- ZHANG, Y.C. High-order reliability bounds for series systems and application to structural systems. **Computers & Structures**, v.46, n.2, p.381-386. 1993.
- ZHAO, Y.G.; ONO, T. New Approximations for SORM: Part 1. **Journal of Engineering Mechanics**, v.125, n.1, p.79-85. 1999.
- ZHENG, J.; KULATILAKE, P.H.S.W.; SHU, B.; SHERIZADEH, T.; DENG, J. Probabilistic block theory analysis for a rock slope at an open pit mine in USA. **Computers and Geotechnics**, v.61, p.254-265. 2014.

ANEXOS

ANEXO I: DISTRIBUIÇÕES E INFERÊNCIA ESTATÍSTICA

Neste anexo são apresentadas, de maneira breve, as principais distribuições estatísticas utilizadas para representar as variáveis aleatórias empregadas em confiabilidade na engenharia geotécnica. Adicionalmente, também é apresentado um método de inferência que pode ser utilizado para estimar os parâmetros de cada distribuição. Cabe ressaltar que estes métodos de inferência não são os únicos existentes e que o leitor pode optar por qualquer outro método de inferência dos parâmetros.

Gaussiana ou Normal - $N(\mu; \sigma)$

A distribuição Normal ou Gaussiana é a mais utilizada para representar uma variável aleatória, VA (ANG e TANG, 2007). Na geotecnia brasileira, os primeiros passos da confiabilidade foram dados utilizando este tipo de distribuição como a distribuição padrão (AOKI, 2007; HACHICH e VANMARCKE, 1983). A função de densidade de probabilidade, *pdf*, da distribuição normal é descrita através de:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (\text{AI.1})$$

onde μ e σ são os parâmetros da distribuição. Estes parâmetros são estimados ou inferidos para uma distribuição normal com base em amostras através dos seus estimadores de máxima verossimilhança, EMV:

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{AI.2})$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{(x_i - \mu)^2}{n-1}} \quad (\text{AI.3})$$

onde $\cdot$ significa que o valor é estimador do parâmetro.

Coincidentemente, a média e o desvio padrão da distribuição normal apresentam a mesma formulação que μ e σ , respectivamente.

Vale a pena lembrar que a função de densidade de probabilidade acumulada, *cdf*, desta distribuição não possui uma solução matemática fechada. Assim, a *cdf* tem sido aproximada através de algumas funções recursivas para o caso da distribuição normal padrão, $N(0;1)$, sendo representada por $\Phi(\cdot)$. Quando os parâmetros da distribuição normal da VA $\mathbf{X}$ são diferentes a 0 e 1, a VA é padronizada de acordo com a eq. (AI.4) e a função $\Phi(\mathbf{Y})$ é aplicada.

$$\mathbf{Y} = \frac{\mathbf{X} - \mu}{\sigma} \quad (\text{AI.4})$$

Verifica-se que a soma de várias VA tende sempre a uma distribuição normal (MOOD; GRAYBILL e BOES, 1974). Talvez, este seja o motivo pelo qual muitos fenômenos da natureza podem ser razoavelmente explicados pela distribuição normal.

Dentre as principais limitações desta distribuição, podemos mencionar com mais ênfase o seu domínio infinito. Esta característica é bastante criticada devido a que muitos fenômenos naturais possuem domínio finito. Alternativamente, um domínio truncado pode ser aplicado para superar esta limitação.

LogNormal- $LN(\mu; \sigma)$

Algumas vezes chamada de distribuição de Galton, a distribuição lognormal pode ser considerada como uma modificação da distribuição normal. Afirma-se que uma VA $\mathbf{X}$ possui uma distribuição lognormal se $\ln \mathbf{X}$ é distribuída normalmente. Assim, a sua *pdf* é descrita como:

$$f_{\mathbf{x}}(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right)^2 \right] \quad (\text{AI.5})$$

Os EMV dos parâmetros da distribuição lognormal são:

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (\text{AI.6})$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{(\ln x_i - \mu)^2}{n-1}} \quad (\text{AI.7})$$

No caso da distribuição lognormal, a média e o desvio padrão são diferentes dos estimadores μ e σ . Sendo que:

$$E[\mathbf{X}] = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}} \quad (\text{AI.8})$$

$$\text{dev. pad.}[\mathbf{X}] = \sqrt{\text{var}[\mathbf{X}]} = \sqrt{e^{2\mu + \sigma^2} (e^{\sigma^2} - 1)} \quad (\text{AI.9})$$

Inversamente, quando a média amostral $\bar{\mathbf{X}}$ e o desvio padrão amostral S são conhecidos, os parâmetros da distribuição podem ser obtidos como:

$$\mu = \ln \left(\frac{\bar{\mathbf{X}}^2}{\sqrt{S^2 + \bar{\mathbf{X}}^2}} \right) \quad (\text{AI.10})$$

$$\sigma = \sqrt{\ln \left[1 + \left(\frac{S}{\bar{\mathbf{X}}} \right)^2 \right]} \quad (\text{AI.11})$$

Quando uma VA é produto da multiplicação de outras VA a distribuição da primeira tende a ser lognormal (MOOD; GRAYBILL e BOES, 1974). Segundo Hoek (2007), um exemplo deste tipo de processo é a distribuição do tamanho das partículas produto de colisões entre as partículas de um sistema fechado.

Poisson - $P(\lambda)$

Um processo de Poisson é um processo estocástico de tempo contínuo no qual um evento pode ocorrer a qualquer momento de maneira independente de outra ocorrência prévia do evento. Por causa disto, algumas vezes se afirma que este processo não tem memória. A probabilidade de que um número de x de eventos de frequência constante λ ocorram em uma janela temporal t é descrita pela distribuição de Poisson (ANG e TANG, 1975; BAECHER e CHRISTIAN, 2003).

$$P(\mathbf{X} = x) = \frac{(\lambda t)^x}{x!} e^{-\lambda t} \quad (\text{AI.12})$$

A inferência pelo EMV pode ser feita com observações do número n de eventos k_i ocorridos numa janela temporal t .

$$\lambda = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n k_i \quad (\text{AI.13})$$

Exponencial - $E(\lambda)$

Em estreita relação com a distribuição de Poisson, a distribuição exponencial descreve estatisticamente o tempo entre as ocorrências de eventos nos Processo de Poisson. Já que a distribuição exponencial descreve o tempo t entre eventos, o número de eventos que ocorre no intervalo de tempo de tamanho t é nulo (ANG e TANG, 2007). Ou seja,

$$P(T > t) = P(X = 0) = e^{-\lambda t} \quad (\text{AI.14})$$

A equação (AI.14) expressa o complemento da função cumulativa cdf , então a cdf pode ser expressa como:

$$F_T(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad ; t > 0 \quad (\text{AI.15})$$

E a pdf , como:

$$f_T(t) = \frac{dF_T(t)}{dt} = \lambda e^{-\lambda t} \quad ; t > 0 \quad (\text{AI.16})$$

O EMV da frequência dos eventos pode ser estimado com base em medidas dos tempos entre ocorrências t_i .

$$\lambda = \frac{1}{\bar{t}} \quad (\text{AI.17})$$

onde

$$\bar{t} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n k_i \quad (\text{AI.18})$$

Beta de 4 parâmetros - $\beta(p; q; a; b)$

A distribuição Beta tem domínio entre 0 e 1, e possui dois parâmetros que a definem completamente; um de forma e outro de escala, p e q . O domínio da distribuição é modificado para cobrir o intervalo $[a; b]$ e assim se obtém a distribuição Beta de quatro parâmetros, $\beta(p; q; a; b)$. Esta última possui a vantagem de ter o domínio limitado entre um limite inferior e outro superior quaisquer, e mais dois parâmetros de forma da distribuição Beta original.

$$f_x(x) = \frac{(x-a)^{p-1}(b-x)^{q-1}}{(b-a)^{p+q-1} \text{Beta}(p; q)} \quad (\text{AI.19})$$

onde

$$\text{Beta}(x; y) = \frac{\Gamma(x)\Gamma(y)}{\Gamma(x+y)} \quad (\text{AI.20})$$

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} \exp(-t) dt \quad (\text{AI.21})$$

Algumas aproximações da função gama [eq.(AI.21)] podem ser encontradas em Press *et al.* (2007).

Os EMV dos parâmetros da distribuição beta devem ser calculados resolvendo o sistema de equações (AI.22) a (AI.25) (CARNAHAN, 1989):

$$\psi(p) - \psi(p+q) - \frac{1}{n} \ln \left(\prod_{i=1}^n \frac{x_i - a}{b - a} \right) = 0 \quad (\text{AI.22})$$

$$\psi(q) - \psi(p+q) - \frac{1}{n} \ln \left(\prod_{i=1}^n \frac{b - x_i}{b - a} \right) = 0 \quad (\text{AI.23})$$

$$\frac{p+q-1}{p-1} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{b-a}{x_i - a} = 0 \quad (\text{AI.24})$$

$$\frac{p+q-1}{p-1} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{b-a}{b - x_i} = 0 \quad (\text{AI.25})$$

Onde $\psi(x)$ é a função digama, que estimada como a derivada de $\ln[\Gamma(x)]$.

$$\psi(x) = \frac{\Gamma'(x)}{\Gamma(x)} \quad (\text{AI.26})$$

Alternativamente, os parâmetros podem ser estimados maximizando numericamente a função de verossimilhança correspondente.

Na geotecnia, esta distribuição tem sido principalmente utilizada para descrever o ângulo de atrito em juntas (e.g. JIMENEZ-RODRIGUEZ; SITAR e CHACÓN, 2006), mas pode se encaixar muito bem a outros fenômenos.

Uniforme

Esta distribuição se estende em um domínio contínuo finito $[a;b]$. Possui densidade de probabilidade constante no seu domínio. Esta distribuição é utilizada para representar eventos completamente randômicos, sem nenhuma concentração. Sua função de densidade de probabilidade é expressa como:

$$f_x(x) = \frac{1}{b-a} \quad (\text{AI.27})$$

E a *cdf* ,

$$F_x(x) = \frac{1}{b-a}(x-a) \quad (\text{AI.28})$$

Os EMV de a e b são:

$$a = \min(x_i) \quad (\text{AI.29})$$

$$\hat{b} = \max(x_i) \quad (\text{AI.30})$$

Fisher - $F(K_F)$

Esta distribuição é a mais utilizada na geotecnia para a representação da variabilidade da orientação de juntas (PRIEST, 1993). Proposta por Fisher (1953), esta distribuição

representa o grau de concentração de vetores aleatoriamente distribuídos ao redor de um vetor de orientação mais provável ou vetor médio $\mathbf{r}_m$. O grau de concentração é medido através do fator de concentração de Fisher, K_F . Quando $K_F \rightarrow 0$ a distribuição tende a ser uma distribuição uniforme na esfera, e quando $K_F \rightarrow \infty$ a distribuição tende a ser uma função delta de Dirac na esfera. A pdf é descrita matematicamente através de:

$$f_{\Theta}(\theta) = \frac{K_F}{4\pi \sinh K_F} \exp(K_F \cos \theta) \quad (\text{AI.31})$$

onde θ é a VA ângulo de desvio em relação ao vetor mais provável.

O vetor médio $\mathbf{r}_m$ é estimado como:

$$\mathbf{r}_m = \frac{1}{M} \mathbf{r}_n \quad (\text{AI.32})$$

Onde $\mathbf{r}_n$ é o vetor resultante de todos os polos amostrados e M é o número de polos amostrados.

Assim, o fator de concentração de Fisher K_F pode ser estimado resolvendo a equação:

$$\frac{e^{K_F} + e^{-K_F}}{e^{K_F} - e^{-K_F}} - \frac{1}{K_F} = |\mathbf{r}_m| \quad (\text{AI.33})$$

Ou de maneira simplificada (FISHER, 1953),

$$K_F = \frac{M-1}{M-|\mathbf{r}_n|} \quad (\text{AI.34})$$

Outras aproximações para o estimador de K_F podem ser encontrados em Priest (1993). No entanto, a diferença entre elas em termos práticos é desprezível. Assim, a equação (AI.34) é suficiente para realizar a estimativa de K_F .

ANEXO II: ACOPLAMENTO CONFIABILIDADE – DESEMPENHO

O uso de modelos numéricos como funções de performance implícitas no contexto da confiabilidade estrutural precisa da automação da obtenção das respostas destes modelos numéricos. Os cálculos probabilísticos podem ser programados por inteiro dentro da própria plataforma do modelo numérico. Com isto, não é necessária a interação com outros pacotes de software, mas é imprescindível que o pacote de software possua uma plataforma de programação própria ou que trabalhe sobre uma plataforma conhecida. Este tipo de análise é chamado de acoplamento interno. Por outro lado, uma rotina de confiabilidade estrutural programada em uma plataforma diferente da do modelo numérico pode usar as respostas do modelo numérico para realizar as suas tarefas. Este tipo de análise é chamado de acoplamento externo. Nesta pesquisa, o tipo de cálculo probabilístico utilizado, envolvendo modelos numéricos, foi o acoplamento externo.

Um acoplamento eficiente deve modificar os parâmetros de entrada do modelo numérico e entregá-los a ele para o seu processamento. O modelo numérico utilizado tem que ser de um tipo em que a resposta desejada possa ser lida pela rotina de confiabilidade. Posteriormente, esta resposta é lida e utilizada pela rotina de confiabilidade para planejar o próximo ponto a ser experimentado. Finalmente, o ciclo de cálculo se repete, até a convergência do método de confiabilidade ou a realização de todos os experimentos planejados.

Nesta pesquisa os modelos numéricos utilizados foram o FLAC3D (ITASCA CONSULTING GROUP, 2012), o 3DEC (ITASCA CONSULTING GROUP, 2013) e o UNWEDGE 3.0 (ROCSCIENCE, 2013). No caso dos pacotes de software da Itasca (FLAC3D e 3DEC), o acoplamento pode ser realizado diretamente no sistema. Como o acoplamento destes dois pacotes foi de maneira geral similar; daqui em diante, estes modelos serão chamados de modelos Itasca. Os pacotes da Itasca usam uma linguagem própria chamada de FISH. Assim, a lógica de implementação foi a seguinte:

O modelo Itasca deve ler as VA do problema a partir de um arquivo, por exemplo, “set_RV.dat”. As variáveis FISH correspondentes às VA aleatórias devem ter sido previamente criadas na memória como variáveis globais. Este arquivo contém unicamente as seguintes linhas:

```

set @RV1=1234
set @RV2=4567
.
.
.
set @RVn=1001

```

o comando de leitura pode ser:

```
call set_RV.dat
```

O valor numérico do desempenho específico de interesse pode ser salvo dentro de uma variável FISH e, posteriormente, impresso em um arquivo, por exemplo, “performance.dat”. Este arquivo pode ser lido pela rotina de confiabilidade externa. Com o intuito de mostrar uma maneira simples de realizar um acoplamento, a rotina principal utilizada em FLAC3D para o problema de convergência é mostrado a seguir,

```

;=====
; Arquivo mestre FLAC3D – master.dat
;=====
new
title 'Convergência de túnel circular'
call geometry suppress
call funcoes suppress
call set_RV suppress
call set_mech suppress
call custom_solution suppress
@get_disp
quit
;=====

```

É importante perceber que a chamada a este arquivo executa todas as etapas do modelo de maneira automática e, finalmente, devolve o controle ao programa externo através da palavra chave ‘quit’. A modificação do arquivo das VA e a execução do arquivo principal podem ser feitas, a depender do programa externo utilizado, como,

StRAnD v1.07 FORTRAN

No caso do StRAnD (BECK, 2011), é necessário implementar uma rotina em FORTRAN que defina a função de performance do problema chamada de USER_DEFINED_LIMIT_STATE_FUNCTION. Dentro desta rotina deve existir a chamada ao modelo numérico. Neste caso, esta função foi chamada de FLAC3DMODEL. A resposta do modelo numérico é lida e armazenada para o seu uso. Neste exemplo, a resposta

(deslocamento da parede) foi armazenada na variável `FLAC3D_RESULT`. Finalmente, a função de performance foi especificada como $G1 = \text{CONV_MAX} - \text{FLAC3D_RESULT}/R$.

```

=====
! Função de performance no formato do StRAnD 1.07
=====
MODULE USER_PROGRAMMED_LIMIT_STATE_FUNCTION

CONTAINS

FUNCTION LIMIT_STATE (NRV, LS_NUMBER, NR, X, TIME, THETA)

IMPLICIT NONE

INTEGER, INTENT (IN) ::      NRV, LS_NUMBER, NR
REAL*8, INTENT (IN)      ::      X (NRV), TIME, THETA
REAL (8)                                LIMIT_STATE (NR), FLAC3D_RESULT
REAL (8)                                ::      CONV_MAX, R, G1
REAL (8), PARAMETER      ::      PI=3.141592653589d0

LIMIT_STATE (1:NR) = 0.D0

CALL FLAC3DMODEL (NRV, X (1:NRV), FLAC3D_RESULT)

R=2.d0
CONV_MAX=1.d-2
G1=CONV_MAX-FLAC3D_RESULT/R

SELECT CASE (LS_NUMBER)

CASE (1);      LIMIT_STATE (1) = G1

CASE (2);      LIMIT_STATE (2) = MIN (G1, G1)

CASE DEFAULT; LIMIT_STATE = 0.D0

END SELECT

RETURN

END FUNCTION LIMIT_STATE
=====

```

Lembre-se que na opção de cálculo do gradiente, deve ser especificada a opção `BY_FINITE_DIF` que indica que a estimativa será feita através de diferenças finitas.

```

!*****
! Função FORTRAN de máscara para o FLAC3D
!*****
SUBROUTINE FLAC3DMODEL(NRV,X,FLAC3D_RESULT)

    USE CLASS_FLAC3D_INTERFACE
    USE IFPORT
    IMPLICIT NONE

    INTEGER          :: NRV, LS_NUMBER, I
    CHARACTER         :: FLAC3D_IN*50
    CHARACTER*100      :: ARQUIVO
    REAL*8            :: X(NRV), FLAC3D_RESULT
    LOGICAL(4)        RESULTS

    FLAC3D_IN='mc_basic.f3dat'
    CALL UPDATE_FLAC3D_DATA_FILE(NRV,FLAC3D_IN,X(1:NRV))

    RESULTS = SYSTEM('cd\')
    RESULTS = SYSTEM('cd ... rota do arquivo ...')
    RESULTS = SYSTEM('FLAC3D.bat')

    ARQUIVO='convergence.txt'
    FLAC3D_RESULT = READ_FLAC3D_RESULT(ARQUIVO)
    FLAC3D_RESULT=ABS(FLAC3D_RESULT)

END SUBROUTINE FLAC3DMODEL
!*****

```

```

!*****
! Função FORTRAN de atualização do arquivo de entrada
!*****
SUBROUTINE UPDATE_FLAC3D_DATA_FILE(NRV,FLAC3D_IN, X)

    USE CLASS_FLAC3D_INTERFACE

    IMPLICIT NONE

    INTEGER          :: RV_NUMBER,NRV,FN1
    CHARACTER         :: LINE*100, NAME*15, FLAC3D_IN*50
    REAL*8            :: X(NRV)
    LOGICAL(4)        :: status

    FN1=1
    OPEN(UNIT=FN1,DEFAULTFILE="/analysis/convergence",&
        FILE=TRIM(FLAC3D_IN),POSITION="REWIND",STATUS="REPLACE")

    WRITE(FN1,20) "set @atrito = ",X(1)
    WRITE(FN1,20) "set @coesao = ",X(2)
    WRITE(FN1,20) "set @elast = ",X(3)

    CLOSE(FN1)

20      FORMAT(A14,F8.2)

END SUBROUTINE UPDATE_FLAC3D_DATA_FILE
!*****

```

Wolfram Mathematica 10.0

No caso do pacote de software MATHEMATICA 10.0 (WOLFRAM RESEARCH, 2014) o acoplamento é realizado através do sistema com o uso da função ‘Run[]’. O arquivo de saída do FLAC3D é lido com uso da função ‘Import[filename, "Data"]’.

```
(*=====*)

(* Função implícita da convergência da parede *)

(*=====*)

dir = "Z:\\analysis\\convergence\\FLAC3D";

SetDirectory[dir];

FLAC3Ddisp[{fmr_, cmr_, emr_}] :=

Module[{filename, status, v1, v2, v3, commandstring, disp}, (

  filename = "set_RV.dat";

  SetDirectory[ParentDirectory[dir]];

  DeleteFile[filename];

  status = OpenAppend[filename];

  v1 = {StringJoin["set @atrito = ", ToString[fmr]]};

  v2 = {StringJoin["set @coesao = ", ToString[cmr]]};

  v3 = {StringJoin["set @elast = ", ToString[emr]]};

  status = Export[status, {v1, v2, v3}];

  Close[filename];
```

Matlab 2010

No caso do MATLAB (MATHWORKS, 2010), o acoplamento também ocorre pelo sistema com o uso do operador ‘!’ que inicia o diálogo com o sistema na linha em leitura. Os resultados são obtidos com o uso da função ‘*importdata*()’.

```
function [ disp ] = FLAC3D_implicit_convergence(x)
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% FLAC response
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
exedir='Z:\analysis\convergence\FLAC3D';
moddir='Z:\analysis\convergence';

cd(moddir)
cfile = fopen('set_RV.dat','w');
fprintf(cfile,'set @atrto = %2.6f\r\n',x(1));
fprintf(cfile,'set @coesao = %2.6f\r\n',x(2));
fprintf(cfile,'set @elast = %2.6f\r\n',x(3));
fclose(cfile);

cd(exedir)
!FLAC3D501_CONSOLE_64.exe call ../master.dat
cd(moddir)
disp=importdata('convergence.dat');

end
```

No caso do UNWEDGE 3.0 (ROCSCIENCE, 2013) o método de acoplamento foi utilizado para realizar a simulação de Monte Carlo. A simulação de Monte Carlo pode ser realizada no UNWEDGE 3.0 utilizando o comando 'WriteResults'. Este comando realiza a leitura e execução automática de todos os arquivos de entrada com formato *.weg presentes em uma pasta específica. O resultado desta função é um arquivo de saída com formato *.wer com o mesmo nome que os correspondentes arquivos de entrada, localizado na mesma pasta que os arquivos de entrada.

Acoplamento via SikuliX

A versão comercial do pacote de *software* UNWEDGE 3.0 não possui uma opção de comunicação direta com outro programa através do sistema. Assim, o acoplamento deste programa com uma rotina de confiabilidade precisa de um programa de controle gráfico automático como o SIKULIX (SIKULIX, 2014). No contexto do acoplamento do UNWEDGE, a rotina gráfica do SIKULIX utilizada nesta pesquisa é mostrada a seguir,

Esta rotina foi chamada de EXECUTE_UNWEDGE. Ela procura graficamente, na tela do PC, pelo ícone do UNWEDGE 3.0. Uma vez dentro do entorno do UNWEDGE, a rotina localiza a consola de comandos, insere o comando 'WriteResults' e prossegue com execução dos arquivos previamente localizados. A rotina espera até que o UNWEDGE termine de executar e imprimir os resultados e fecha o UNWEDGE. Uma vez que o acesso ao sistema é restrito no Unwedge, optou-se por configurar manualmente o UNWEDGE com uma execução

previa do comando '*WriteResults*'. Isto por que o UNWEDGE salva a última localização utilizada pelo comando.

Mathematica

O pacote de software MATHEMATICA 10.0 (WOLFRAM RESEARCH, 2014) é utilizado para executar de maneira indireta o UNWEDGE. Como visto acima, a rotina que permite esta interface é SIKULIX. A rotina SIKULIX, EXECUTE_UNWEDGE, é executada através de um arquivo batch nomeado como '*execute.bat*'. Este arquivo contém as seguintes sentenças,

```
@echo off

@CALL z:\SikuliX\runIDE.cmd -r z:\Projeto\tunel\Unwedge\ EXECUTE_UNWEDGE.sikuli

echo
```

Com isto, o arquivo batch executa a rotina SIKULIX e fecha-a após o término da mesma. A função MATHEMATICA que executa de maneira implícita o UNWEDGE foi chamada de `calculate[]` e é uma função sem argumentos que executa os arquivos existentes na última pasta onde o comando foi executado.

```
(*=====*)

(* Função de execução implícita do UNWEDGE no MATHEMATICA *)

(*=====*)

calculate[] := Module[{commandstring}, (

commandstring = "execute.bat";

Run[commandstring];

);

(*=====*)
```

Assim, uma função de criação de arquivos de entrada, já no formato do UNWEDGE, é necessária. Esta função de amostragem foi implementada no MATHEMATICA para realizar amostragem por Hipercubo Latino e criar os arquivos de entrada. Uma função de amostragem por hipercubo latino para amostras com distribuição uniforme entre 0 e 1 é mostrada a seguir,

```
(*=====*)

(* Função de amostragem por AHL com distribuições uniformes *)

(*=====*)

LHS[NS_,NRV_]:=Module[{listp,P,R,S},(

listp=Table[i,{i,NS}];

P=Transpose[Table[Permute[listp,RandomPermutation[NS]],{NRV}]];

R=Table[RandomReal[],{NS},{NRV}];

    S=1/NS (P-R);

Return[S]

)];

(*=====*)
```

Posteriormente, as amostras da distribuição uniforme podem ser utilizadas para realizar amostragem de qualquer outra distribuição e inclusive introduzindo correlação entre elas. Cabe lembrar que a amostragem da orientação de planos aleatórios precisa de duas VA para representar a aleatoriedade dela. No exemplo mostrado a seguir, foram amostradas 17 variáveis aleatórias correspondentes às características de 3 famílias: duas não persistentes com critério de resistência de Barton-Bandis e uma persistente com critério de resistência de Mohr-Coulomb com truncamento na tração. Esta função cria os arquivos de entrada a partir de

cópias idênticas de um arquivo de entrada de um modelo determinístico do problema. As variáveis ‘*ti*’ são trechos (string) do arquivo de entrada.

```
(*=====*)

(* Função de criação de arquivos para SMC no UNWEDGE *)

(*=====*)

wfile[{jrc1_,jcs1_,fb1_,jrc2_,jcs2_,fb2_,coh_,fric_,tens_,d1_,dd1_,d2_,dd2_,d3_,dd3_,trac
e1_,trace2_},i_,nc_] := Module[{filename,status,,commandstring,vr11,vr12,vr13,vr21,vr22,vr23,v
r31,vr32,vr33,vo11,vo12,vo21,vo22,vo31,vo32,vt1,vt2},{

filename=IntegerString[i,10,nc]<>".weg";

Switch[FileType[filename],File,DeleteFile[filename],_,Return];

status=OpenAppend[filename];

vr11=StringJoin[" jrc: ",ToString[jrc1]];

vr12=StringJoin[" jcs: ",ToString[jcs1]];

vr13=StringJoin[" phib: ",ToString[fb1]];

vr21=StringJoin[" jrc: ",ToString[jrc2]];

vr22=StringJoin[" jcs: ",ToString[jcs2]];

vr23=StringJoin[" phib: ",ToString[fb2]];

vr31=StringJoin[" cohesion: ",ToString[coh]];

vr32=StringJoin[" friction: ",ToString[fric]];

vr33=StringJoin[" tensile strength: ",ToString[tens]];
```


Finalmente, a função de leitura e interpretação dos arquivos de saída, mostrada a seguir, tem como saída uma matriz que contém dados como:

- número de realização;
- número de blocos avaliadas na realização;
- localização do bloco na seção;
- fator de segurança do bloco;
- volume do bloco;
- comprimento no eixo do bloco;
- área exposta do bloco;
- modo de falha, e;
- código da pirâmide de juntas do bloco.

```
(*=====*)
(* Função de leitura dos resultados das análises do UNWEDGE *)
(*=====*)
rfile[]:=Module[{filename,status,str,nofw,location,fs,volume,z
len,area,mode,code,tl1,tl2,tl3,wn,rn,pos,numlin,totw,
resultados,j,lim,restemp},{

    filename="results.txt";
    Switch[FileType[filename],File,DeleteFile[filename],_,Retu
rn];
    commandstring="type *.wer >> results.txt";
    Run[commandstring];

    filename="results.txt";
    status=OpenAppend[filename];
    str=Import[filename,"Data"];
    Close[filename];

    pos=Flatten[Position[str,"Wedge Information"]];
    numlin=Dimensions[str];
    nofw=Join[Table[(pos[[i+1]]-pos[[i]]-2)/9,{i,1,NS-
1}),(numlin-pos[[NS]])/9];
    totw=Total[nofw];

    location=fs=volume=zlen=area=mode=code=tl1=tl2=tl3=Table[0,{NS
},{Max[nofw]}];
    resultados=Table[0,{NS}];

    Do[
        rn=pos[[i]];
        j=1;
        lim=nofw[[i]];

        While[j<=lim,
            location[[i,j]]=str[[rn+2]];
```

```

fs[[i,j]]=ToExpression[StringTake[str[[rn+3]],{19,StringLength
[str[[rn+3]]}]]];

volume[[i,j]]=ToExpression[StringTake[str[[rn+4]],{14,StringLe
ngth[str[[rn+4]]]-2}]]];

zlen[[i,j]]=ToExpression[StringTake[str[[rn+5]],{16,StringPosi
tion[str[[rn+5]],"m"][[1,1]]-1}]]];

area[[i,j]]=ToExpression[StringTake[str[[rn+6]],{22,StringPosi
tion[str[[rn+6]],"m"][[1,1]]-1}]]];
    mode[[i,j]]=StringTake[str[[rn+7]],{14,-1}];
    code[[i,j]]=StringTake[str[[rn+8]],-3];

tl1[[i,j]]=ToExpression[StringTake[str[[rn+9]],{25,StringPosit
ion[str[[rn+9]],"m,  2)  "][[1,1]]-1}]]];

tl2[[i,j]]=ToExpression[StringTake[str[[rn+9]],{StringPosition
[str[[rn+9]],"m,  2)
"][[1,2]]+1,StringPosition[str[[rn+9]],"m,  3)  "][[1,1]]-1}]]];

tl3[[i,j]]=ToExpression[StringTake[str[[rn+9]],{StringPosition
[str[[rn+9]],"m,  3)  "][[1,2]]+1,StringLength[str[[rn+9]]]-
2}]]];
    rn=rn+9;j++;

restemp={location[[i]],fs[[i]],volume[[i]],zlen[[i]],area[[i]]
,mode[[i]],code[[i]],tl1[[i]],tl2[[i]],tl3[[i]]};
    (*restemp={location[[i]],fs[[i]]};*)

    restemp={i,lim,If[lim<
Max[nofw],Transpose[Drop[Transpose[restemp],-(Max[nofw]-
lim)]]],restemp}];

    resultados[[i]]=restemp;

    ,{i,1,NS}];

    Return[resultados]
    );
(*=====*)

```

ANEXO III - CÁLCULO DE FEIÇÕES GEOMÉTRICAS DE CUNHAS DE TETO PLANO

O cálculo da geometria das cunhas de teto é fundamental para realizar uma avaliação de segurança à queda de blocos de rocha. Neste ponto, se a cunha ocorre em um teto plano, o cálculo da geometria desta resulta simplificado. Adicionalmente, a característica de base plana para as cunhas que potencialmente podem ocorrer pode ser facilmente equacionável como feito por McCullagh e Lang (1984). Além disso, a relação entre cunhas de menor tamanho pode ser estabelecida através de regras simples de proporcionalidade de membros semelhantes.

Figura A. 1. Esquema geométrico de uma cunha ocorrendo em um teto plano.

Uma cunha é definida pela existência de 3 planos que correspondem a descontinuidades geológicas acima do teto do túnel. Para exemplificar o método de cálculo utilizado para a estimativa das propriedades geométricas das cunhas que ocorrem no teto, a Figura A. 1 mostra a posição dos pontos notáveis de uma cunha típica na maneira em que foi calculado neste trabalho. Por exemplo, o ponto A é a interseção entre os planos que correspondem às juntas 1 e 2 com o plano do teto, e assim por diante. Cabe destacar que o ponto D é ponto que corresponde ao ápice da cunha.

Procedimento de cálculo de cunhas de teto.

1. Alinhar o eixo do túnel com a orientação NS apontando ao norte. Para isto é necessário subtrair de todas as direções geológicas o valor da direção geológica do eixo do túnel. Neste novo sistema de referência conhecemos as orientações dos planos que limitam a cunha através dos seus vetores normais.
2. Para calcular os vértices A, B e C da cunha no teto podemos considerar que o triângulo base da cunha tem um círculo inscrito unitário. A Figura A. 2 mostra a construção geométrica necessária para obter a equação de uma reta tangente a um círculo. Verifica-se que a equação da reta tangente ao círculo unitário no ponto de coordenadas $(\cos dd_i, \sin dd_i)$ é obtida como o lugar geométrico dos vetores cuja norma da projeção sobre o vetor $[\sin dd_i, \cos dd_i]^T$ é constante é igual ao raio do círculo unitário ($R=1$).

Figura A. 2. Construção de equação genérica da reta tangente a um círculo unitário.

Assim, a equação de uma reta tangente ao círculo unitário que forma um ângulo dd_i com a vertical é descrita por:

$$[\sin dd_i, \cos dd_i] \cdot [x, y]^T = 1 \quad (\text{AIII.1})$$

Resolvendo o sistema 2 a 2, obtemos as coordenadas do triângulo sem escala. A seguir, a máxima diferença entre as coordenadas x pode ser escalada para ser igual à largura do túnel.

3. Depois, conhecendo um ponto que pertence ao plano e o vetor normal a este, as equações dos planos são conhecidas e a intersecção entre os 3 planos pode ser calculada resolvendo o sistema constituído pelas equações dos 3 planos.

$$dist_i = [\sin d_i \sin dd_i, \sin d_i \cos dd_i, \cos d_i] \cdot [x, y, z]^T \quad (\text{AIII.2})$$

$$\begin{bmatrix} dist_1 \\ dist_2 \\ dist_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sin d_1 \sin dd_1 & \sin d_1 \cos dd_1 & \cos d_1 \\ \sin d_2 \sin dd_2 & \sin d_2 \cos dd_2 & \cos d_2 \\ \sin d_3 \sin dd_3 & \sin d_3 \cos dd_3 & \cos d_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_D \\ y_D \\ z_D \end{bmatrix} \quad (\text{AIII.3})$$

Onde $[x_D, y_D, z_D]^T$ é o ponto de intersecção das 3 descontinuidades, ou seja, o ponto D.

4. Agora, conhecendo os 4 vértices da cunha, A, B e C que pertencem à face exposta e D que é o vértice dentro do maciço rochoso. As diferentes feições geométricas podem calculadas como, por exemplo:

A área associada com a descontinuidade 1: $A_1 = \left| \frac{1}{2} \mathbf{AC} \cdot \mathbf{AD} \right|;$

O volume pode ser calculado como: $V = \frac{1}{3} A_{base} \cdot z_D;$

E o peso, pode ser calculado como: $W = V \cdot \gamma;$

5. A resistência oferecida pelas juntas pode ser considerada através da formulação de Goodman, Shi e Boyle (1982).
6. A resistência ao corte de um revestimento de concreto projetado pode ser calculada considerando uma área resistente igual ao perímetro da área exposta vezes a espessura do revestimento.

$$\text{Perímetro: } P = \|AB\| + \|BC\| + \|CA\| \quad (\text{AIII.4})$$

Para a estimativa da resistência ao cisalhamento de concreto, a norma canadense CSA A23.3-94 e a norma norte-americana ACI 318-95 recomendam adotar o valor de $0,2\sqrt{f'_c}$ (SHERIF e DILGER, 1996).

7. A resistência conferida por tirantes foi considerada como sendo uma pressão na face exposta da cunha. Isto equivale a considerar que cada tirante oferece a mesma resistência independentemente da sua localização na cunha. Esta resistência à tração do tirante é o mínimo entre a resistência ao arrancamento e à rotura.
Sendo assim, a resistência conferida pelos tirantes é numericamente igual a resistência à tração do tirante pela área de contribuição. A área de contribuição é igual ao produto entre os espaçamentos longitudinal e transversal.
8. Até este ponto os cálculos foram referidos à cunha de máximo volume. Devido à natureza estocástica do problema, o bloco instável não é necessariamente o máximo bloco. Para lidar com isto, usamos uma função de densidade de probabilidade do tamanho do bloco. Entre estas fdp, nós utilizamos a fdp de McCullagh e Lang (1984).
O cálculo das grandezas pode ser feito através de regras de semelhança. Ou seja, as relações entre magnitudes que dependem linearmente da geometria serão proporções lineares, as que dependem da área serão quadráticas e as que dependem do volume serão cúbicas.