

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

LUAN RODRIGO DE ALMEIDA SOUZA

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO
ROCHOSO DE FUNDAÇÃO SOBRE A PROBABILIDADE DE FALHA POR
DESLIZAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO DE USINAS
HIDRELÉTRICAS

CURITIBA
2017

LUAN RODRIGO DE ALMEIDA SOUZA

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO
ROCHOSO DE FUNDAÇÃO SOBRE A PROBABILIDADE DE FALHA POR
DESLIZAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO DE USINAS
HIDRELÉTRICAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná como requisito parcial para obtenção do título de mestre.

Orientador: Prof^o. Dr. José Marques Filho

CURITIBA
2017

SO729a

Souza, Luan Rodrigo de Almeida

Avaliação da influência das características do maciço rochoso de fundação sobre a probabilidade de falha por deslizamento de estruturas de concreto de usinas hidrelétricas / Luan Rodrigo de Almeida Souza. – Curitiba, 2017.

179 f. : il. color. ; 30 cm.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2017.

Orientador: José Marques Filho.

1. Usina hidrelétrica. 2. Interface concreto-rocha. 3. Maciços rochosos. I. Universidade Federal do Paraná. II. Marques Filho, José. III. Título.

CDD: 627.7

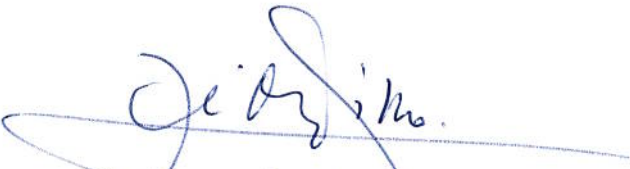


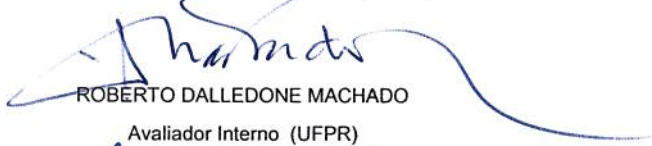
TERMO DE APROVAÇÃO


Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **LUAN RODRIGO DE ALMEIDA SOUZA** intitulada: **AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO ROCHOSO DE FUNDAÇÃO SOBRE A PROBABILIDADE DE FALHA POR DESLIZAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO DE USINAS HIDRELÉTRICAS**, após terem inquirido o aluno e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

Curitiba, 25 de Maio de 2017.


JOSE MARQUES FILHO
Presidente da Banca Examinadora (UFPR)


ROBERTO DALLEDONE MACHADO
Avaliador Interno (UFPR)


CLAUDIO MARCHAND KRÜGER
Avaliador Externo (UP)

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela vida, bênção e proteção.

À minha família pelo constante incentivo.

Ao meu orientador, José Marques Filho pelo aprendizado e amizade.

Aos meus amigos que acompanharam toda essa caminhada.

Aos amigos e colegas da pós-graduação pela amizade e solidariedade.

À Intertechne Consultores pela disponibilização dos dados pra esta pesquisa, e à toda equipe pela troca de ideias e boa vontade.

E à Universidade Federal do Paraná por me proporcionar a oportunidade de cursar pós-graduação no PPGECC.

RESUMO

Nas últimas décadas, acidentes envolvendo usinas hidrelétricas e demais empreendimentos hidráulicos se tornaram mais frequentes, fazendo crescer a pressão da sociedade pela avaliação da condição de segurança das barragens existentes, e exigindo comprometimento de profissionais e entidades por responsabilidade no projeto de novos empreendimentos hidráulicos. A ruptura de uma estrutura de concreto de obras hidráulicas pode ser ocasionada por diversos fatores, sendo que as maiores causas de ruptura estão relacionadas a cheias excepcionais e a problemas relacionados à fundação, unidade de análise deste trabalho. Para entender a influência das características do maciço rochoso de fundação, especialmente da interface com a estrutura de concreto, este trabalho visa incorporar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, eficiência de drenagem, pesos específicos e aceleração sísmica na determinação da probabilidade de ruína dessas estruturas. Para isso, fez-se uso de estudo de caso do vertedouro da UHE Baixo Iguaçu – Paraná, em etapa de projeto executivo, determinando a probabilidade de falha da estrutura por deslizamento. O estudo reproduziu a condição da fundação a partir da construção de modelo hidrogeológico em elementos finitos, e determinou a subpressão atuante através de análises de percolação. A probabilidade de falha foi determinada utilizando o método de Monte Carlo, a partir da distribuição de probabilidade de cada variável estudada, realizando 5.000.000 de avaliações para cada simulação. Foram realizadas simulações para faixas de vazão afluente que variaram desde a vazão ecológica (200 m³/s) até cheias excepcionais com recorrência de 10.000 anos (56.362 m³/s), e respectivos níveis de água de montante e jusante. Os resultados mostram que os parâmetros geotécnicos de resistência da interface concreto-rocha são as variáveis mais influentes na determinação da probabilidade de falha por deslizamento. A condição mais crítica é para a operação prolongada à vazão mínima (ecológica), onde há maior desnível entre montante e jusante, enquanto que para operação normal a uma vazão de 2.598 m³/s a probabilidade de falha é da ordem de uma em 1 milhão.

Palavras chave: Probabilidade de falha, estabilidade de estruturas, segurança ao deslizamento, interface concreto-rocha.

ABSTRACT

In the last decades, accidents involving dams and other hydraulic structures have become more frequent, increasing social pressure on the existing dams safety conditions. This fact demands commitment of professionals and companies with new plant project safety approaches. The failure of a hydroelectric concrete structure can be caused by several factors, but the main causes of failure are related to exceptional floods and foundation-related problems, which are the focus of this document. In order to understand the influence of the rock mass characteristics, especially the contact plan with the concrete structure, this work considers the variability of geotechnical parameters, drainage efficiency, specific gravities and seismic acceleration to determine the probability of failure of these structures. To achieve this objective the work makes use of a case study, the spillway of Baixo Iguaçu HPP, on Paraná/Brazil that is under construction, determining the probability of failure by sliding. The study reproduces the foundation condition throughout a FEM hydrogeological model and it determines the acting uplift through seepage analysis. The probability of failure was determined by Monte Carlo method using the probability distribution of each variable, performing 5,000,000 evaluations for each simulation. Simulations were performed for flood rages varying from the ecological flow (200 m³/s) to exceptional floods with 10.000 years of recurrence time (56.362 m³/s) and its respective water levels. The results confirmed that geotechnical resistance parameters of the rock foundation and the interface concrete-rock are the most important variables during the determination of the failure by sliding probability. The most critical condition found was the extended operation at the minimum (ecological) flow, where there is the greatest difference between upstream and downstream water levels, while for a normal operation at the flow of 2.598 m³/s, the probability of failure is in the order of one in a million.

Key words: Probability of failure, stability of concrete structures, sliding safety, concrete-rock interface.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Arranjo geral do projeto básico da UHE Pervari/Turquia	23
FIGURA 2 – Arranjo geral do projeto básico da UHE Mauá.....	24
FIGURA 3 – Seção transversal típica de barragem de CCR.....	27
FIGURA 4 – Regularização da fundação	28
FIGURA 5 – Esquemas alternativos ou complementares de injeção junto ao paramento de montante de estruturas de concreto dotadas de galerias de drenagem..	31
FIGURA 6 – Unidade geradora UHE Estreito/MA	32
FIGURA 7 – Conceito de resistência de pico e ângulo de atrito.....	34
FIGURA 8 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb	35
FIGURA 9 – Envoltória bilinear proposta por Patton	37
FIGURA 10 – Perfil de rugosidades padrão proposto por Barton e Choubey (1977).....	39
FIGURA 11 – Determinação do valor do GSI.....	44
FIGURA 12 – Modelo para determinação da subpressão na boca dos drenos	60
FIGURA 13 – Modelo para determinação da subpressão a partir do MEF	62
FIGURA 14 – Diferença entre a subpressão estimada pelo critério da Eletrobrás e pelo MEF.....	63
FIGURA 15 – Critério Simplificado de Subpressão da Eletrobrás.....	64
FIGURA 16 – Seção hipotética e carregamentos atuantes.....	70
FIGURA 17 – Excentricidade relativa e posição da força resultante	72
FIGURA 18 – Distribuição da Carga e Resistência para o mesmo Fator de Segurança com (a) Grau de Incerteza Alto (b) Grau de Incerteza Baixo	76
FIGURA 19 – Ilustração do conceito de análise probabilística.....	80
FIGURA 20 – Dano causado X probabilidade de ruína de obras civis	87
FIGURA 21– Localização do empreendimento	89
FIGURA 22– Visão geral em dezembro de 2015	90

FIGURA 23 – Vertedouro da UHE Baixo Iguaçu	91
FIGURA 24 – Mapa geológico local e indicação das sondagens realizadas....	93
FIGURA 25 – Imagens da Junta-Falha durante as escavações.....	95
FIGURA 26 – Perfis das sondagens com identificação do trecho de Junta-Falha	96
FIGURA 27 – Divisão de quedas do Rio Iguaçu	97
FIGURA 28 – Monitoramento da vazão defluente da UHE Salto Caxias	99
FIGURA 29 – Ilustração do Modelo Hidráulico Reduzido.....	100
FIGURA 30 – Fluxograma geral do desenvolvimento da pesquisa	103
FIGURA 31 – Esquema e dimensões dos sistemas de drenagem e injeções	104
FIGURA 32 – Modelo hidrogeológico: malha, materiais utilizados e condições de contorno	108
FIGURA 33 – Envoltória não-linear de Hoek-Brown (vermelho) e linear de Mohr-Coulomb.....	111
FIGURA 34 – Divisão entre as regiões de aplicação de CCR e CCV	113
FIGURA 35 – Setores da distribuição normal.....	115
FIGURA 36 – Distribuição normal para a variável peso específico do concreto CCV.....	116
FIGURA 37 – Distribuição normal para a variável peso específico do concreto CCR.....	116
FIGURA 38– Distribuição normal para a variável peso específico do maciço rochoso	118
FIGURA 39 – Distribuição triangular para a variável eficiência de drenagem	119
FIGURA 40 – Mapa de zonas sísmicas do Brasil e acelerações horizontais correspondentes.....	120
FIGURA 41 – Distribuição Sim-Não para a ocorrência da aceleração sísmica	122
FIGURA 42 – Superfície de contato concreto-maciço rochoso e plano de deslizamento	122
FIGURA 43 – Distribuição Log-Normal da coesão da interface concreto-maciço rochoso	124

FIGURA 44 – Distribuição Normal do ângulo de atrito da interface concreto-maciço rochoso	124
FIGURA 45 – Distribuição Log-Normal da coesão do plano de deslizamento (junta-falha)	126
FIGURA 46 – Distribuição Normal do ângulo de atrito do plano de deslizamento (junta-falha)	126
FIGURA 47 – Variáveis mais relevantes nos resultados da Simulação Monte Carlo - Exemplo.....	128
FIGURA 48 – Carregamentos atuantes sobre o vertedouro.....	130
FIGURA 49 – Condições analisadas no modelo hidrogeológico	138
FIGURA 50 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$	139
FIGURA 51– Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=573 \text{ m}^3/\text{s}$	139
FIGURA 52 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=1.048 \text{ m}^3/\text{s}$	140
FIGURA 53 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=2.598 \text{ m}^3/\text{s}$	140
FIGURA 54 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=5.281 \text{ m}^3/\text{s}$	141
FIGURA 55 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=22.485 \text{ m}^3/\text{s}$	141
FIGURA 56 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=35.090 \text{ m}^3/\text{s}$	142
FIGURA 57 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=43.343 \text{ m}^3/\text{s}$	142
FIGURA 58 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=47.481 \text{ m}^3/\text{s}$	143
FIGURA 59 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=49.742 \text{ m}^3/\text{s}$	143
FIGURA 60 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=53.585 \text{ m}^3/\text{s}$ (CMP)	144
FIGURA 61 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=56.362 \text{ m}^3/\text{s}$	144

FIGURA 62 – Comparação de subpressão entre a Condição 6 e critério do USACE para vazão $Q=2.598 \text{ m}^3/\text{s}$	148
FIGURA 63 – Curvas de Fragilidade em Relação ao Deslizamento	151
FIGURA 64 – Análise de Sensibilidade dos Parâmetros de Resistência da Junta-falha: Limites da Curva de Fragilidade	154
FIGURA 65 – Análise de Sensibilidade dos Parâmetros de Resistência da Interface Concreto-Rocha: Limites da Curva de Fragilidade.....	156
FIGURA 66 – Análise de Sensibilidade da Eficiência de Drenagem: Limites da Curva de Fragilidade	158

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Causas de danos e falhas em barragens	20
TABELA 2 – Classes de Concreto	25
TABELA 3 – Classificação da qualidade do maciço rochoso segundo RQD ...	41
TABELA 4 – Classificação geomecânica RMR	42
TABELA 5 – Classes de maciço segundo RMR.....	43
TABELA 6 – Valores da constante m_i para rocha intacta.....	46
TABELA 7 – Permeabilidade de rochas	51
TABELA 8 – Fatores de Segurança à Flutuação e Tombamento.....	69
TABELA 9 – Posição da Força Resultante.....	72
TABELA 10 – Fatores de Resistência do Atrito e Coesão segundo Eletrobrás (2003).....	74
TABELA 11 – Tensões Admissíveis no Concreto	77
TABELA 12 – Minoração da Capacidade de Carga da Fundação	78
TABELA 13 – Comparativo entre métodos de análise probabilística	83
TABELA 14 – Índices de confiabilidade e probabilidade de falha equivalente .	85
TABELA 15 – Índice de confiabilidade requerido segundo o Eurocode	88
TABELA 16 – Registro das Investigações na Região do Vertedouro.....	92
TABELA 17 – Características da região da Junta-Falha	95
TABELA 18 – Vazões instantâneas máximas anuais.....	98
TABELA 19 – Probabilidade de excedência e níveis d'água para as vazões afluentes estudadas	101
TABELA 20 – Dados básicos para o modelo hidrogeológico	105
TABELA 21 – Determinação dos parâmetros hidrogeológicos	106
TABELA 22 – Condutividade hidráulica dos materiais	107
TABELA 23 – Condições de contorno.....	107
TABELA 24 – Classificação RMR do Maciço Rochoso da UHE Baixo Iguaçu	109
TABELA 25 – Intervalo de valores dos parâmetros geotécnicos do maciço rochoso da UHE Baixo Iguaçu	111
TABELA 26 – Extrato do Relatório de Qualidade. Controle tecnológico do concreto – Massa Específica (Odebrecht, 2016).....	114

TABELA 27 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada para o peso específico do concreto.....	116
TABELA 28 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada para o peso específico do maciço rochoso	118
TABELA 29 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada para a eficiência de drenagem	119
TABELA 30 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada para a ação sísmica	121
TABELA 31 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada pra a coesão e ângulo de atrito da interface concreto-maciço rochoso.....	123
TABELA 32 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada pra a coesão e ângulo de atrito do plano de deslizamento (junta-falha)	125
TABELA 33 – Parâmetros e distribuição de probabilidades para as variáveis do estudo	127
TABELA 34 – Análise de Cenários para os Parâmetros Geotécnicos da Junta-falha.....	128
TABELA 35 – Análise de Cenários para os Parâmetros Geotécnicos da Interface Concreto-Rocha	129
TABELA 36 – Análise de Cenários para a Eficiência de Drenagem.....	129
TABELA 37 – Forças horizontais atuantes.....	131
TABELA 38 – Forças verticais atuantes.....	134
TABELA 39 – Valor da subpressão para das seis condições analisadas	145
TABELA 40 – Redução percentual da subpressão em relação à Condição 1 (Caso base).....	146
TABELA 41 – Resultados de Probabilidade de Falha - Subpressão proveniente do Modelo Hidrogeológico	150
TABELA 42 – Resultados de Probabilidade de Falha - Subpressão a partir da Variável Aleatória “Eficiência de Drenagem”	150
TABELA 43 – Análise de Sensibilidade: Cenário Otimista e Pessimista para os Parâmetros de Resistencia da Junta-falha.	153
TABELA 44 – Análise de Sensibilidade: Cenário Otimista e Pessimista para os Parâmetros de Resistencia da Interface Concreto-Rocha.....	155
TABELA 45 – Análise de Sensibilidade: Cenário Otimista e Pessimista para a Eficiência de Drenagem	157

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVO	18
1.2	LIMITAÇÕES DO TRABALHO	18
1.3	JUSTIFICATIVA.....	19
1.3.1	Justificativa Social	20
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	21
2.	ESTRUTURAS DE CONCRETO E TRATAMENTOS DE FUNDAÇÃO	22
3.	CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO.....	33
3.1	CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA	33
3.1.1	Crítério de Resistência de Mohr-Coulomb	33
3.1.2	Crítério Bilinear.....	35
3.1.3	Modelo Barton & Choubey (1977)	38
3.2	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO.....	40
3.2.1	Rock Quality Designation - RQD	40
3.2.2	<i>Rock Mass Rating</i> - RMR	41
3.2.3	<i>Geological Strength Index</i> – GSI	43
3.3	CRITÉRIO DE HOEK-BROWN GENERALIZADO.....	45
3.3.1	Obtenção dos Parâmetros de Mohr-Coulomb.....	48
3.4	PERMEABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO	50
4.	ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SOBRE MACIÇOS ROCHOSOS	52
4.1	CARREGAMENTOS ATUANTES.....	52
4.1.1	Peso Próprio.....	53
4.1.2	Pressões Hidrostáticas.....	53
4.1.3	Pressões de Sedimentos.....	54
4.1.4	Pressões de Solo	54
4.1.5	Ações Sísmicas.....	54
4.2	SUBPRESSÃO E MODELO HIDROGEOLÓGICO.....	58
4.3	COMPOSIÇÃO DOS CASOS DE CARREGAMENTO	65
4.3.1	Casos de Carregamento Normal – CCN.....	65

4.3.2	Casos de Carregamento Excepcional – CCE	66
4.3.3	Casos de Carregamento Limite – CCL	66
4.3.4	Casos de Carregamento de Construção – CCC	67
4.4	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA GLOBAL DE ESTRUTURAS	68
4.4.1	Segurança à Flutuação	69
4.4.2	Segurança ao Tombamento	70
4.4.3	Segurança ao Deslizamento.....	72
4.4.4	Vantagens e Desvantagens do Método do Fator de Segurança para Análise da Segurança ao Deslizamento	75
4.4.5	Análise de Tensões no Concreto e Fundação	76
5.	CONFIABILIDADE E SEGURANÇA.....	79
5.1	PROBABILIDADE DE FALHA	79
5.2	ÍNDICE DE CONFIABILIDADE	83
5.3	SIMULAÇÃO MONTE CARLO	85
5.4	CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO.....	87
6.	ESTUDO DE CASO.....	89
6.1	CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS.....	89
6.2	CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO	91
6.2.1	Identificação da Junta-Falha.....	94
6.3	FAIXA DE OPERAÇÃO DA USINA E DEFINIÇÃO DE NÍVEIS D'ÁGUA	97
7.	METODOLOGIA.....	102
7.1	CARACTERIZAÇÃO GERAL DA PESQUISA	102
7.2	CONSTRUÇÃO DO MODELO HIDROGEOLÓGICO	104
7.3	METODOLOGIA DE ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DA CORTINA DE INJEÇÃO E SISTEMA DE DRENAGEM E DETERMINAÇÃO DA SUBPRESSÃO	108
7.4	OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	109
7.5	VARIÁVEIS ALEATÓRIAS ANALISADAS	112
7.5.1	Peso Específico dos Concretos.....	113
7.5.2	Peso Específico do Maciço Rochoso.....	117
7.5.3	Eficiência de Drenagem	118
7.5.4	Aceleração Sísmica.....	120

7.5.5	Coesão e Ângulo de Atrito – Interface Concreto-Maciço Rochoso.....	122
7.5.6	Coesão e Ângulo de Atrito – Plano de deslizamento (junta-falha)	124
7.5.7	Resumo das Variáveis e Distribuições Adotadas.....	126
7.6	ANÁLISES DE SENSIBILIDADE	127
7.7	PARAMETRIZAÇÃO DOS CARREGAMENTOS ATUANTES.....	129
7.7.1	Resultante das Forças Horizontais	130
7.7.2	Resultante das Forças Verticais	131
7.8	APLICAÇÃO DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO	135
8.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	137
8.1	AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DAS INJEÇÕES E SISTEMA DE DRENAGEM.....	137
8.2	PROBABILIDADE DE FALHA	148
8.3	ANÁLISES DE SENSIBILIDADE	152
8.3.1	Parâmetros de Resistência da Junta-falha	152
8.3.2	Parâmetros de Resistência da Interface Concreto-Rocha	154
8.3.3	Eficiência de Drenagem	156
9.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	159
9.1	CONCLUSÕES.....	160
9.2	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS	161
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163
	APÊNDICE 1 – CARREGAMENTOS MÉDIOS E HISTOGRAMAS DAS ANÁLISES DE PROBABILIDADE UTILIZANDO MODELO HIDROGEOLÓGICO	168

1. INTRODUÇÃO

O objetivo de uma avaliação de segurança é determinar as condições relativas à segurança estrutural e operacional de todas as estruturas, elementos estruturais e sistemas de integração com a fundação (ELETROBRÁS, 2003).

A preocupação com a segurança começa na escolha do tipo de barragem a ser adotada e no *layout* das estruturas que comporão cada empreendimento. A escolha deve ser realizada levando em conta aspectos geológico-geotécnicos, topografia, processos construtivos e tecnologia disponível, além da forma de operação do reservatório durante a vida útil do empreendimento.

O potencial hídrico do Brasil possibilitou a criação de uma matriz energética baseada em energia de fonte hidráulica. Segundo o Cadastro Nacional de Barragens – CNB, estima-se que em 2014 existiam mais de 1400 grandes barragens no país.

Além dos grandes aproveitamentos hidrelétricos, as necessidades de fornecimento de água para o consumo humano, dessedentação de animais, controle de cheias e irrigação impelem à construção de empreendimentos hidráulicos.

Na contramão, nas últimas décadas, acidentes envolvendo empreendimentos hidráulicos se tornaram vez mais frequentes. Exemplos como a ruptura da barragem de Camará em 2008 e Fundão em 2015 fazem crescer a demanda da sociedade pela avaliação da condição de segurança das barragens existentes, e pressionam profissionais e entidades por responsabilidade no projeto de novos empreendimentos.

Algumas questões essenciais surgem para o conforto e tranquilidade da sociedade: Quão seguras são estas estruturas? Por quanto tempo as barragens existentes e as novas que virão estarão aptas para funcionar? Neste contexto, a análise de risco torna-se uma importante ferramenta para a avaliação da performance e segurança desse tipo de empreendimento.

O risco relacionado à uma estrutura pode ser definido como a medida da probabilidade e intensidade de um efeito adverso para a vida, saúde ou meio ambiente (ICOLD, 2005a). A quantificação deste risco é necessária para

subsidiar análises e planejar intervenções. Para quantificar o risco, primeiro é necessário determinar a probabilidade de falha ou ruína e as consequências caso a estrutura venha a ruir.

As estruturas de concreto dos aproveitamentos hidrelétricos têm suas análises de segurança apoiadas em fatores de segurança e majoração de esforços. A incorporação de fatores de segurança parciais nas normas e regulamentações atuais como o Eurocode (EN1990, 2002) e critérios do *U.S. Army Corps of Engineers* (1995) e Eletrobrás (2003), visam balancear cargas e parâmetros conforme o nível de incerteza de cada um.

No entanto, a opção pela adoção de fatores de segurança muitas vezes, mascara a variabilidade de um determinado parâmetro. Um exemplo é o peso específico do concreto que varia conforme a massa específica da rocha utilizada em cada região de concretagem. Neste contexto, métodos que incorporem a variabilidade de parâmetros básicos geram resultados mais confiáveis. Os chamados métodos probabilísticos ou análise de confiabilidade são ferramentas consagradas e normatizadas que, a custo de uma maior disponibilidade de informações, permitem concluir sobre a segurança das estruturas a partir da estimativa da probabilidade de ruína destas estruturas.

Existem muitos fatores que influenciam na segurança, entre os quais se podem destacar os empuxos hidrostáticos e a subpressão. O entendimento correto do fenômeno físico relacionado a estas solicitações e a composição dos carregamentos atuantes sobre a estrutura são considerados críticos no projeto a fim de atender a segurança global da estrutura contra o deslizamento, o tombamento e a flutuação, e verificação das tensões na base das estruturas, que são historicamente as análises de segurança consideradas nos estudos de engenharia.

Dentro dessas análises, o plano de interface concreto-rocha de fundação é, na maioria dos casos, a seção de menor resistência ao cisalhamento e principal causa de ruptura de barragens (ICOLD, 1995).

Quando se tem por objetivo avaliar a segurança de uma estrutura existente ou projetar uma estrutura baseada no risco, as propriedades da fundação como um meio essencialmente heterogêneo tais como o fraturamento, a estratificação do maciço e a permeabilidade do maciço devem ser levados em consideração.

Assim, devido à abrangência do tema, tomar-se-á como unidade de análise o maciço rochoso de fundação, e a sua interface com a estrutura de concreto. O estudo detalha a determinação da probabilidade de falha de estruturas utilizando a abordagem probabilística para verificação da condição de segurança e como complemento ao projeto de novas estruturas.

O estudo de caso escolhido foi a estrutura do vertedouro da UHE Baixo Iguaçu/Paraná, da qual será detalhado o comportamento da fundação, a análise das investigações e ensaios, e a classificação e determinação de parâmetros de resistência e permeabilidade do maciço rochoso e interface. Serão apresentadas também, as características de operação da usina e como a operação das usinas de montante influi na probabilidade de falha da estrutura.

1.1 OBJETIVO

O presente trabalho tem por objetivo determinar a influência das características do maciço rochoso de fundação e região da interface concreto-rocha sobre a probabilidade de falha por deslizamento de estruturas de concreto de usinas hidrelétricas, utilizando as hipóteses usuais de verificação de estabilidade.

Visando atingir o objetivo geral pode-se listar os seguintes objetivos específicos da pesquisa:

- Determinar um procedimento de estimativa dos parâmetros de resistência da interface concreto-rocha;
- Reproduzir o modelo hidrogeológico da fundação para determinação da subpressão atuante e impacto sobre a probabilidade de falha da estrutura.

1.2 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

Conforme colocado, a determinação da probabilidade de falha associada a uma estrutura é parte do processo de avaliação da segurança de

um empreendimento. A avaliação de segurança e análise de risco foge do escopo deste trabalho.

Exclui-se do escopo deste trabalho a crítica ao método de determinação da probabilidade de falha e o estudo para determinação do tipo de distribuição de probabilidades a ser adotada para cada variável aleatória. Optou-se por utilizar os resultados disponíveis na literatura especializada.

Como hipótese simplificadora, para efeito deste trabalho não foi considerada abertura de trinca no contato concreto-rocha e consequente avanço da subpressão sobre a base da estrutura.

O modelo de análise estrutural utilizado considera as estruturas como infinitamente rígidas, e que as seções de interface concreto-rocha permanecem planas. Essas hipóteses são utilizadas nos principais critérios e recomendações nacionais e internacionais tais como Eletrobrás (2003) e EM 1110-2-2100 (USACE, 2005) e USBR (1976).

1.3 JUSTIFICATIVA

O risco de ruptura de uma barragem constitui uma realidade potencial para empreendimentos hidrelétricos. De acordo com o Boletim 99 (ICOLD, 1995), a percentagem de ruptura de grandes barragens é de 2,2% para as barragens construídas antes de 1950 e de cerca de 0,5% para as construídas após esta data. A maior parte das rupturas, cerca de 70%, ocorreu com barragens nos seus primeiros 10 anos de operação e, mais especialmente, no primeiro ano após o comissionamento.

Em estruturas de concreto, os problemas de fundação são a maior causa de ruptura, sendo que erosão interna e resistência ao cisalhamento insuficiente da fundação respondem por 21% das causas de ruptura cada um. No caso das barragens de terra e de enrocamento, a causa mais comum de ruptura é o galgamento (31% como causa principal e 18% como causa secundária), seguida por erosão interna do corpo da barragem (15%) e erosão interna da fundação (12%) (ICOLD, 1995).

A TABELA 1 apresenta uma compilação dos dados acerca de incidentes e falhas em barragens de concreto na qual são classificadas as principais causas ou tipos de deterioração que afetam barragens de concreto.

TABELA 1 – Causas de danos e falhas em barragens

Tipo de Barragem	Causas de danos e falhas
Barragens de Concreto	Resistência ao cisalhamento insuficiente e presença de descontinuidades na fundação;
	Excesso de subpressão nas fundações devido à drenagem inadequada ou insuficiente;
	Falta de estabilidade da barragem;
	Falta de preocupações para lidar com deformações excessivas ou diferenciais da fundação;
	<i>Piping</i> e erosão da fundação causada pela alta permeabilidade

Fonte: Adaptado de ICOLD (2005)

A partir dos dados apresentados acima, tem-se por justificativa geral do trabalho a contribuição no estudo de estruturas de concreto de usinas hidrelétricas visando à diminuição do risco de danos e falhas a partir do maior conhecimento do potencial de falha da estrutura.

1.3.1 Justificativa Social

O fornecimento de energia e água de qualidade é um dos desafios para pleno desenvolvimento social de um país. As construções de novas barragens e a criação de reservatórios artificiais geram um impacto direto no meio em que são implantados.

Nos últimos anos, vem sendo obrigatório aos projetos de grandes usinas hidrelétricas o relatório socioambiental com as características da população afetada, bem como, a compilação dos dados de audiências públicas de consulta à população.

Sendo assim o desenvolvimento de projetos bem planejados é essencial para justificar à sociedade a implantação de um novo empreendimento. A utilização de materiais mais eficientes e o entendimento do comportamento dos pontos de maior fragilidade dessas construções são importantes para garantir que o empreendimento atenda aos interesses da

sociedade e atinja a sua vida útil por meio de manutenção com custos módicos para manter sua segurança.

O presente trabalho fornece uma ferramenta consultiva para a avaliação da segurança, cujo objetivo é evitar acidentes que ocasionem perda de vidas e de patrimônio.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O conteúdo de cada capítulo é brevemente descrito com o intuito de dar uma visão geral do que será desenvolvido até a conclusão da dissertação.

O Capítulo 2 faz uma revisão sobre as estruturas de concreto de usinas hidrelétricas apresentando os tipos de concreto utilizados e melhoramentos da fundação. O Capítulo 3 traz uma revisão teórica da caracterização do maciço rochoso e determinação de parâmetros de resistência.

A estabilidade global de estruturas de concreto é descrita no Capítulo 4, onde é apresentado o procedimento para determinação de carregamentos, subpressão e composição dos casos de carregamento. Já no Capítulo 5 o leitor é introduzido à abordagem probabilística, conceituação, métodos de análise e descrição do método Monte Carlo escolhido para este trabalho.

O Capítulo 6: “Estudo de Caso” apresenta e descreve os dados disponíveis da obra utilizada como estudo de caso.

No Capítulo 7 é apresentada toda a metodologia das análises e simulações realizadas nesta pesquisa.

No Capítulo 8 são apresentados e discutidos os resultados encontrados na pesquisa, enquanto no Capítulo 9 estão organizadas as conclusões encontradas.

2. ESTRUTURAS DE CONCRETO E TRATAMENTOS DE FUNDAÇÃO

O projeto civil das estruturas de uma usina hidrelétrica começa com estudos relativos à geometria, formulação de alternativas de arranjo, indo até a definição de cada estrutura em particular concomitante às definições e limitações impostas pelos estudos geológico-geotécnicos e hidráulicos. A escolha do melhor eixo, posicionamento das estruturas e esquema de desvio deve ser realizado visando o melhor aproveitamento técnico e econômico da usina.

O melhor arranjo é aquele que consegue posicionar todos os elementos do empreendimento, de maneira a combinar a segurança requerida pelo projeto e as facilidades de operação e manutenção com o custo global mais baixo (MME, 2007). Entre os elementos mais comuns que compõem o arranjo geral de uma usina podem ser citados:

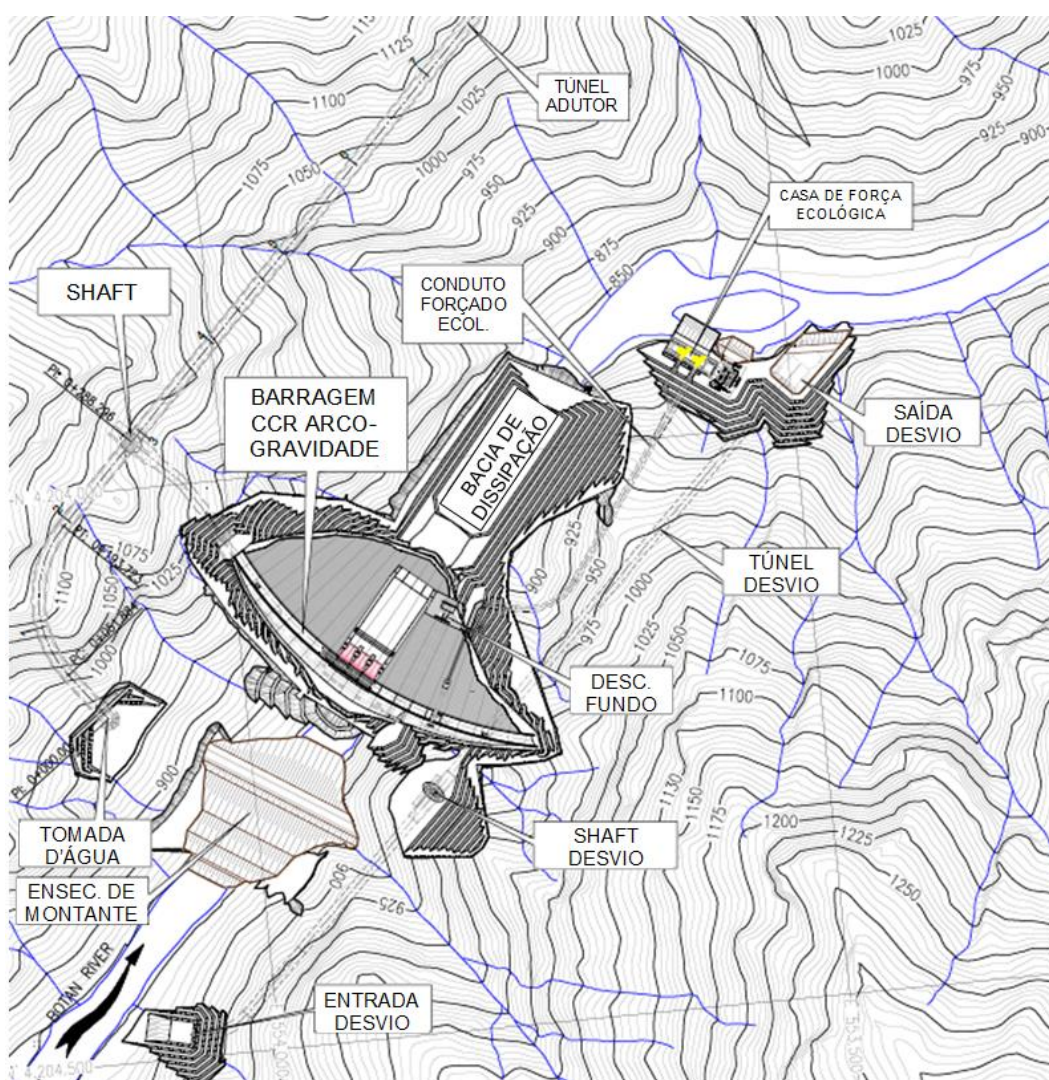
- As barragens e diques - Estruturas construídas com objetivo de elevar o nível de água. O tipo de barragem deve ser escolhido em função da topografia, do tipo de fundação e da disponibilidade e balanço de materiais.
- Sistema de desvio – Realizado em uma ou mais fases por meio de um ou mais canais, galerias, adufas, túneis ou estrangulamento do rio com ensecadeiras;
- Circuito de geração - Composto de canal, tomadas d'água, condutos e/ou túneis, chaminés de equilíbrio, câmaras de carga, condutos forçados, casa de força e túnel ou canal de fuga;
- Estrutura de vertimento - Composto de canal de aproximação, vertedouro com ou sem controle, dissipador de energia e canal de restituição.

Todos os sistemas descritos acima necessitam de uma ou mais estruturas de concreto, cada qual com sua finalidade dentro do aproveitamento. Cada estrutura de concreto necessita de condições de implantação específicas que serão discutidas ao longo deste trabalho.

A seguir são ilustrados dois tipos de arranjos típicos para vale estreito e abertos, respectivamente, ambos com rocha de fundação de boa qualidade. A

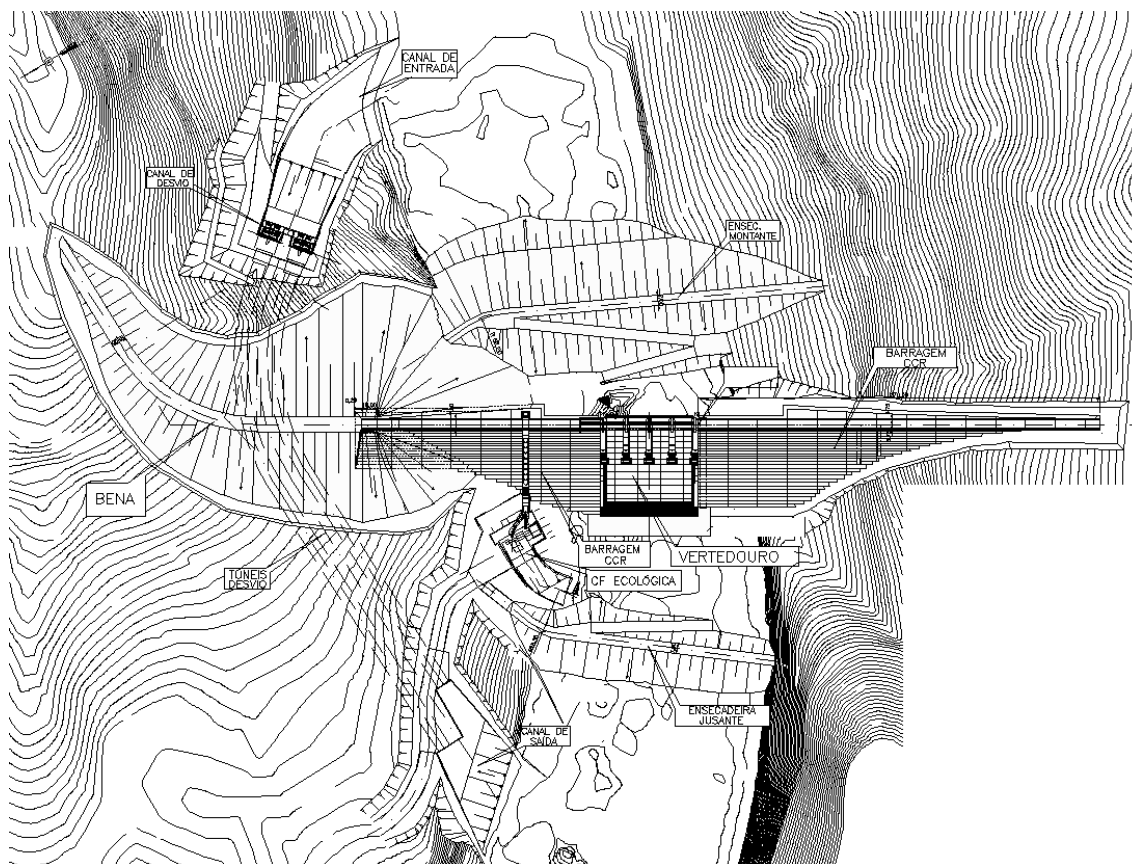
FIGURA 1 apresenta uma solução com barragem de concreto, com vertedouro sobre a barragem com dissipação por bacia e desvio por túneis. Neste caso, a opção do tipo de barragem levou em consideração o nível de segurança requerido por ser uma região de alta sismicidade. Na FIGURA 2 é ilustrada uma solução que também utiliza desvio por túneis e possui fechamento misto, com barragem de concreto no leito do rio e margem esquerda e barragem de enrocamento com núcleo de argila na margem direita.

FIGURA 1 – Arranjo geral do projeto básico da UHE Pervari/Turquia



FONTE: Ilustração cedida por Intertechne Consultores S.A.

FIGURA 2 – Arranjo geral do projeto básico da UHE Mauá



FONTE: Ilustração cedida por Intertechne Consultores S.A.

Segundo o Critério de Projeto Civil (ELETROBRÁS, 2003), os concretos destinados às diversas estruturas serão definidos em função da resistência do projeto e respectiva idade de referência, sendo que para os concretos sujeitos a altas velocidades devem ser especificados valores máximos para a relação água-cimento e dimensão máxima característica do agregado.

A TABELA 2 indica as classes de resistência com as respectivas idades de controle. De acordo com o próprio documento, a tabela deve ser considerada como uma diretriz, sendo que cada órgão, construtora ou projetista pode apresentar sua própria divisão de classes.

TABELA 2 – Classes de Concreto

Classe	Denominação	Resistência Característica à Compressão (f_{ck})	
		Valor (MPa)	Idade (Dias)
A	Concreto massa (núcleo); Concreto de enchimento – CCR; Concreto de regularização	6 a 9	90
B	Paramentos de estruturas de concreto massa; Impermeabilização da fundação	12 a 18	90
C	Concreto estrutural com baixa densidade de armação	15 a 18	90
D	Concreto estrutural com baixa densidade de armação	15 a 18	28
E	Concreto estrutural	18 a 25	28
F	Concreto estrutural: estruturas hidráulicas sujeitas a velocidades entre 4 m/s e 12 m/s (para estruturas a céu aberto) ou 7 m/s (para estruturas afogadas); Estruturas sujeitas a abrasão e/ou solicitações hidrodinâmicas aleatórias	28 a 30	28
G	Concreto estrutural	25	28
H	Concreto estrutural	28	28
P	Concreto protendido	28 a 32	28
K	Concreto projetado	21	28

FONTE: Adaptado de Eletrobrás (2003).

O controle da qualidade dos concretos acima classificados é realizado por ensaios de laboratório e *in situ* nos materiais componentes, tais como cimentos e pozolanas, agregados miúdos e graúdos, e no próprio concreto sendo que a série de ensaios necessários é diferente para o concreto convencional e para o concreto compactado com rolo.

A caracterização das propriedades dos materiais subsidiará a comparação entre os diferentes materiais disponíveis, visando a seleção mais adequada para utilização. Subsidiará também, as possíveis providências necessárias tendo em vista a aplicabilidade dos diferentes materiais na

produção, especialmente no caso dos agregados (beneficiamento, neutralização da reatividade álcali-agregado, etc.) (ELETROBRÁS, 2003).

A variabilidade encontrada nos ensaios realizados em concreto é sensivelmente menor do que em maciços rochosos de fundação e, portanto a confiabilidade das resistências de projeto é maior.

O concreto convencional vibrado – CCV, utilizado possui uma quantidade média de cimento de até 350 kg/m³ (ANDRIOLO, 1998) e as densidades de armadura de cada estrutura são especificadas pelo projeto estrutural. O concreto convencional é utilizado quando a resistência mecânica é necessária tal como na ogiva e calha de vertedouros, pilares, vigas e lajes da casa de força e tomada d'água entre outras. As estruturas de CCV em geral são mais esbeltas e, portanto, demandam cuidados menos intensos com temperaturas sendo que a cura adequada e controle da temperatura de lançamento são muitas vezes suficientes para evitar fissuração.

O conceito básico de estruturas de concreto à gravidade é a estabilização da estrutura frente a ações e cargas externas utilizando o peso próprio. Portanto, os já apresentados concretos da classe A são usados em grandes volumes onde a necessidade principal não é a resistência e sim o peso.

Diversos cuidados estão associados ao uso do concreto massa. O calor de hidratação produzido por uma grande massa de concreto direcionou a evolução do concreto massa, sendo que modernamente utiliza-se baixa quantidade de cimento associado a pozolanas e procura-se explorar ao máximo a matriz granular que compõe o concreto adicionando energia de compactação, o chamado concreto compactado com rolo – CCR (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

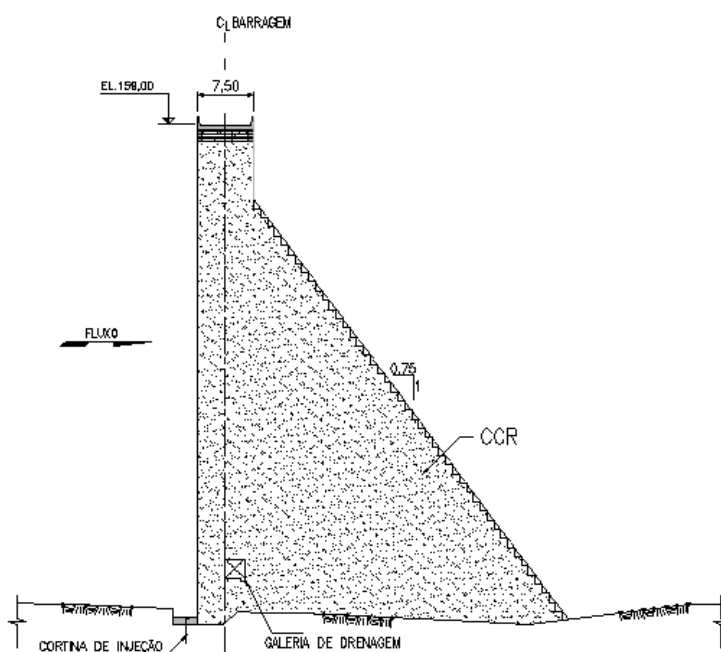
Com a evolução e automatização dos métodos construtivos, o tempo de dissipação do calor pode não ser suficiente. Portanto, cuidados com a temperatura de lançamento, verificação da necessidade de pós-resfriamento, controle da altura da camada e intervalos de lançamento e dimensionamento de juntas de contração são essenciais em estruturas de CCR (MARQUES FILHO, 2005).

Uma vez finalizado o projeto básico e iniciado o projeto executivo, outros cuidados e detalhes devem ser verificados e especificados como o

zoneamento dos tipos de concreto e fases de aplicação do CCR, programa de ensaios no concreto e no material a ser utilizado como agregado, principalmente se houver risco de contaminação por minerais silicosos, além da especificação da permeabilidade mínima requerida e características do concreto a ser utilizado no paramento de montante (MARQUES FILHO, 2005).

A FIGURA 3 ilustra a seção transversal de uma barragem de CCR em etapa de projeto básico. É importante ressaltar que, nesta fase, a geometria é função das análises de estabilidade e da experiência da projetista.

FIGURA 3 – Seção transversal típica de barragem de CCR



FONTE: O autor (2017).

Uma prática importante é a aplicação de concreto mais rico na face de montante, que se faz necessária para contribuir com a estanqueidade (ou diminuição da percolação de água) pela massa de concreto.

Como pôde ser notada na figura anterior, a necessidade de uma espessura de limpeza de fundação é comum, para garantir que a barragem esteja assente sobre rocha competente.

Uma fundação que apresenta muitas irregularidades deve ser preparada antes de receber as camadas de CCR. Material com resistência e permeabilidade inadequadas, bem como fragmentos de rocha alterada devem

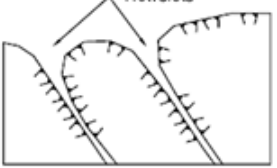
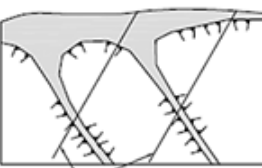
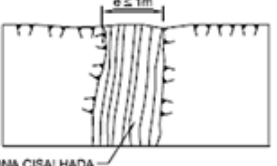
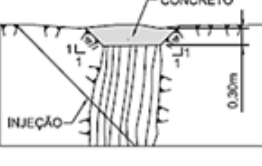
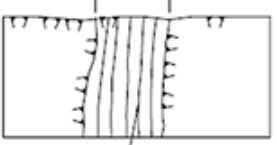
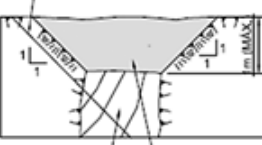
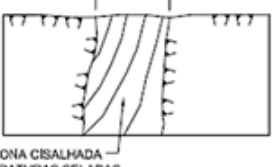
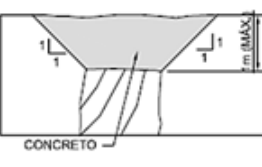
ser removidos e a base submetida a limpeza com jatos de água ou areia sob pressão para garantir a qualidade da superfície (ANDRIOLO, 1998).

No caso de picos de material que leve à concentração de tensões na base, ou pontos de permeabilidade inadequada, faz-se necessária a remoção controlada por explosivos, no entanto, o desmonte a fogo perturba o maciço e aumenta o fraturamento nas regiões superficiais criando irregularidades que quando muito marcantes devem ser corrigidas (WYLLIE, 2003).

Conforme mostrado na FIGURA 4, a regularização da fundação é feita pontualmente quando existem depressões ou picos muito acentuados. Uma camada pouco espessa de concreto é normalmente aplicada para preencher as cavidades e regularizar a superfície para permitir o tráfego dos equipamentos necessários para aplicação e compactação do CCR (ANDRIOLO, 1998).

A regularização superficial poderá ser necessária também para proteção de materiais com características de desagregação por intemperismo (ELETROBRÁS, 2003) como no caso de alguns arenitos.

FIGURA 4 – Regularização da fundação

<p>Maciço pouco a medianam. Fraturado com fraturas abertas e/ou decompostas</p>			<p>LIMPEZA (JATOS DE AR E ÁGUA). CALAFETAÇÃO COM CALDA OU ARGAMASSA FLUIDA. PREENCHIMENTO DA CAVIDADE COM CONCRETO. INJEÇÃO DE CALDA DE CIMENTO (EVENTUAL). CHUMBADORES (EVENTUAIS).</p>
<p>Espessura $\leq 1m$ Permeável</p>			<p>REMOÇÃO DE CERCA DE 30cm ESCAVAR AS PAREDES 1H:1V (VER DETALHE 1) CALAFETAÇÃO COM ARGAMASSA OU CONCRETO. INJEÇÃO DE CALDA DE CIMENTO (EVENTUAL).</p>
<p>Espessura $> 1m$ Permeável</p>			<p>REMOÇÃO DE CERCA DE UMA VEZ A LARGURA, LIMITADA A 1m DE PROFUNDIDADE. ESCAVAR AS PAREDES 1H:1V (VER DETALHE 1). PREENCHIMENTO DA CAVIDADE COM CONCRETO. INJEÇÃO DE CALDA DE CIMENTO (EVENTUAL). CHUMBADORES (EVENTUAIS).</p>
<p>Espessura $> 1m$ Estanque</p>			<p>REMOÇÃO DE CERCA DE UMA VEZ A LARGURA, LIMITADA A 1m DE PROFUNDIDADE. ESCAVAR AS PAREDES 1H:1V (VER DETALHE 1). PREENCHIMENTO DA CAVIDADE COM CONCRETO. CHUMBADORES (EVENTUAIS).</p>

FONTE: INTERTECHNE (2014).

Também com o objetivo vedar zonas perturbadas e melhorar o contato do concreto de regularização com a fundação, injeções curtas podem ser empregadas aumentando a aderência na interface entre estrutura e fundação e contribuindo para a redução da permeabilidade (ELETROBRÁS, 2003; LEVIS, 2006).

Caminhos preferenciais de percolação de água podem ser formados pelo corpo da estrutura por defeitos de concretagem como as juntas frias, ou pela fundação resultado da permeabilidade do maciço naturalmente fraturado ou pela existência de camadas ou regiões de descontinuidade marcantes.

A seção do contato concreto-rocha é a zona mais crítica, tanto do ponto vista estrutural quanto do fluxo de água e geração de subpressão. Por isso quando a fundação de uma estrutura apresenta-se com características de resistência e deformabilidade adequadas, mas muito permeável, a remoção pode ser economicamente inviável. Assim, nestes casos, corriqueiramente opta-se pelo tratamento com sistemas de vedação ou impermeabilização (LEVIS, 2006).

Entre os principais sistemas de tratamento de fundação podem ser destacados: trincheira de vedação ou “*cut-off*”, parede diafragma rígida ou plástica, tapetes ou lajes impermeáveis e cortinas impermeabilização. Cruz (1996), Gaioto (2003), Levis (2006) e Costa (2012) corroboram com a ideia de que a cortina de impermeabilização é o método mais utilizado.

Nos maciços rochosos, a cortina é constituída por uma ou mais linhas de furos, executados por meio de equipamento rotativo ou roto-percussivo, que são preenchidos por calda, geralmente de cimento ou polímeros, sob pressão.

O projeto de uma cortina de injeção, tanto na fundação quanto nas ombreiras, é função da altura da barragem, permeabilidade do maciço, importância que se dá a perda de água e da natureza da rocha. Marques Filho (1986) explica que nas rochas, as injeções têm maior eficiência ao tratar os maciços fraturados do que rochas sedimentares essencialmente intergranulares, tal como os arenitos.

Em primeiro lugar, a partir das informações disponíveis, deve ser decidido se a cortina de injeções será realizada ao longo de todo o eixo barrável ou em trechos isolados. A seguir se o tratamento será realizado por

meio de uma ou mais linhas de injeção. Cruz (1996) propõe que para permeabilidades médias da fundação superiores a 10^{-3} cm/s seja utilizada mais de uma linha injeções (linhas duplas ou triplas).

Ao longo da linha de tratamento são realizados furos rotativos exploratórios com retirada de testemunhos para determinar as características da rocha. Em seguida são feitos os primeiros furos, denominados *furos primários*, geralmente espaçados 12 m.

Em função dos testes de perda d'água são intercalados *furos secundários*, e novamente após a avaliação da nova permeabilidade e da absorção de calda deve ser decidido se há necessidade de novas intercalações, onde os *furos terciários* distarão apenas 3 m. Outras intercalações podem ser realizadas, no entanto o uso de linhas adicionais, muitas vezes apenas com furos terciários é mais comum (COSTA, 2012).

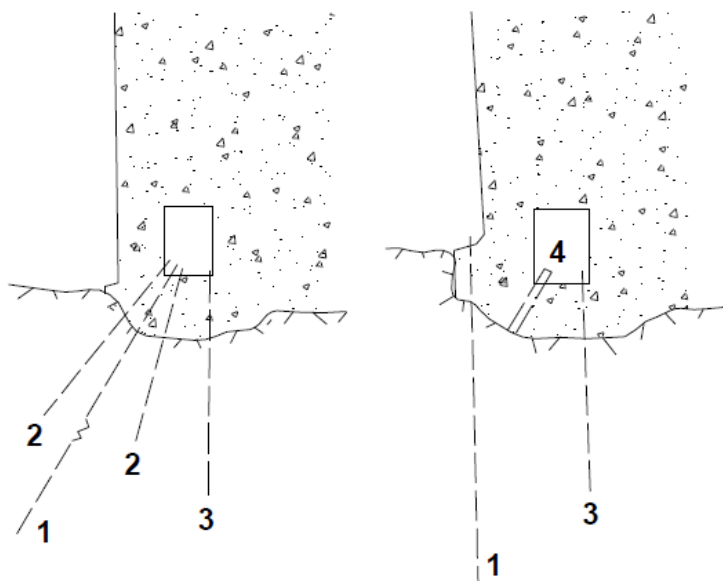
Outros parâmetros de controle, como tipo de calda, pressão de injeção, injetabilidade e fluidez e o método empregado são partes do projeto e execução de cortinas de impermeabilização.

Nas barragens de concreto e vertedouros, é usual efetuar as injeções a partir de galerias que são construídas para drenagem, desde que executados antes dos furos de drenagem para não haver riscos desses colmatarem. No entanto os trabalhos realizados em galerias exigem dimensões mínimas dadas pelo porte do equipamento e necessidade de manuseio (MARQUES FILHO, 1986).

Uma alternativa muito utilizada é a de injetar externamente ao paramento de montante, no entanto segundo Marques Filho (1986) este método é menos eficiente além de que as tensões desenvolvidas no pé de montante, principalmente durante o enchimento, são predominantemente de tração, o que pode causar a reabertura das fissuras injetadas. O autor cita as barragens de Salto Osório, Salto Santiago, Foz do Areia, Jordão e Salto Caxias como exemplo onde esta técnica foi utilizada apresentando resultados muito eficazes.

A FIGURA 5 ilustra os esquemas de injeção e galeria com furos de drenagem.

FIGURA 5 – Esquemas alternativos ou complementares de injeção junto ao paramento de montante de estruturas de concreto dotadas de galerias de drenagem. (1) – furos para injeção, (2) – furos para injeção rasa, (3) – furos de drenagem, (4) – tubos guia deixados através da armadura para eventual reforço da injeção a partir da galeria.



FONTE: MARQUES FILHO (1986).

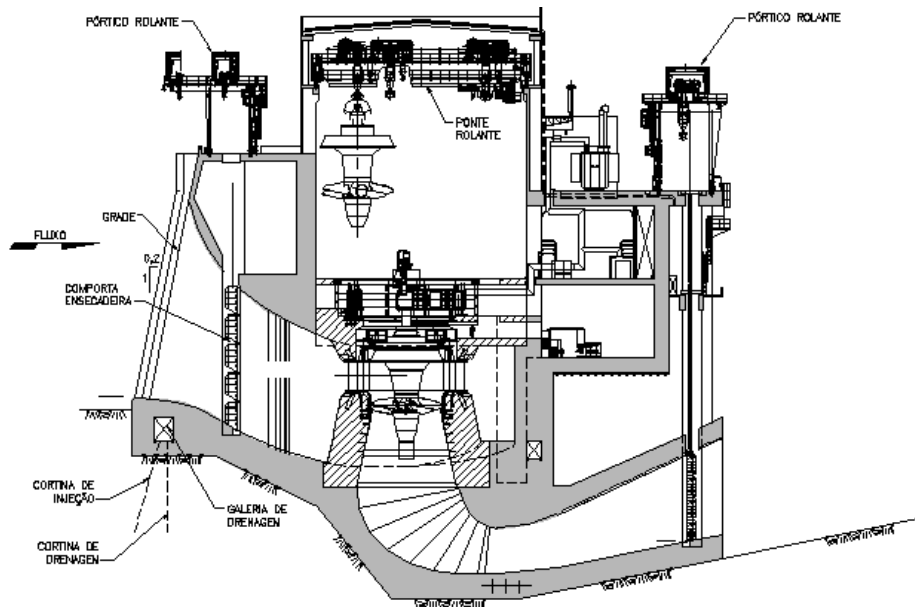
Conforme mencionado, outro problema igualmente importante é a distribuição de pressões hidrostáticas que atuam na base uma estrutura de concreto. Essas constituem um problema mais significativo nas barragens de concreto, onde a relação H/B (altura/comprimento da base) é muito maior que em barragem de aterro. Por isso, a drenagem das fundações é aplicada principalmente às barragens de concreto utilizando drenos de alívio (MARQUES FILHO, 1986).

Esses drenos são abertos no maciço rochoso com a utilização de equipamentos de rotopercussão, geralmente com diâmetro de 3 polegadas (75 mm). Na maioria das vezes são executados a partir da galeria existente próximo ao pé de montante (conforme a FIGURA 5), embora alguns projetos prevejam também uma galeria a jusante (COSTA, 2012). A FIGURA 6 ilustra a estrutura da unidade geradora da UHE Estreito/Maranhão, onde os furos de drenagem e injeções foram realizados a partir da galeria de montante.

Segundo Guimarães (1988), a profundidade dos drenos deve ser suficiente para interceptar as fraturas e extratos susceptíveis a conduzir água e que a cota de esgotamento do dreno seja a menor possível, pois ela condiciona os potenciais de pressão neutra impostos ao maciço. Quanto menores estas

cotas, maiores serão as reduções de subpressão proporcionadas. O espaçamento entre os drenos geralmente varia entre 3 m e 5 m.

FIGURA 6 – Unidade geradora UHE Estreito/MA



FONTE: Ilustração cedida por Intertechne Consultores S.A.

O sistema de drenagem deve ser considerado como uma segunda linha de defesa, devendo ser utilizado em conjunto com as injeções (CRUZ, 1996). A eficiência dos drenos é função da manutenção periódica, sendo que a colmatção é comum e deve ser levada em consideração na consideração do cálculo da subpressão.

3. CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

O principal fator que governa a estabilidade ao deslizamento de barragens de concreto é a resistência ao cisalhamento do conjunto de descontinuidades que compõem o maciço de fundação e da interface entre o concreto e a rocha.

Conforme exposto, a resistência do maciço rochoso depende, entre outros fatores, do tipo de rocha, do grau e modo de intemperização, do fraturamento e do preenchimento das descontinuidades.

A quantificação da resistência ao cisalhamento do maciço rochoso e da interface concreto-rocha fundação foi, por muitos anos, em geral realizada unicamente por referências a uma série de ensaios realizados décadas atrás apresentadas em publicações de geotecnia, tais como Rocha (1981), Cruz (1996) e Vallejo *et al* (2002), e balizados pela experiência dos profissionais envolvidos.

Recentemente surgiram teorias e modelos com o objetivo de explicar e parametrizar a determinação da resistência de maciços rochosos para as mais diversas finalidades. Critérios de ruptura clássicos da resistência dos materiais foram utilizados para representar os maciços rochosos e a seguir surgiram outros critérios que levam em consideração a heterogeneidade, gênese e condição em que se encontra a rocha (WYLLIE, 2003).

A seguir são apresentados os critérios de ruptura mundialmente difundidos.

3.1 CRITÉRIOS DE RESISTÊNCIA

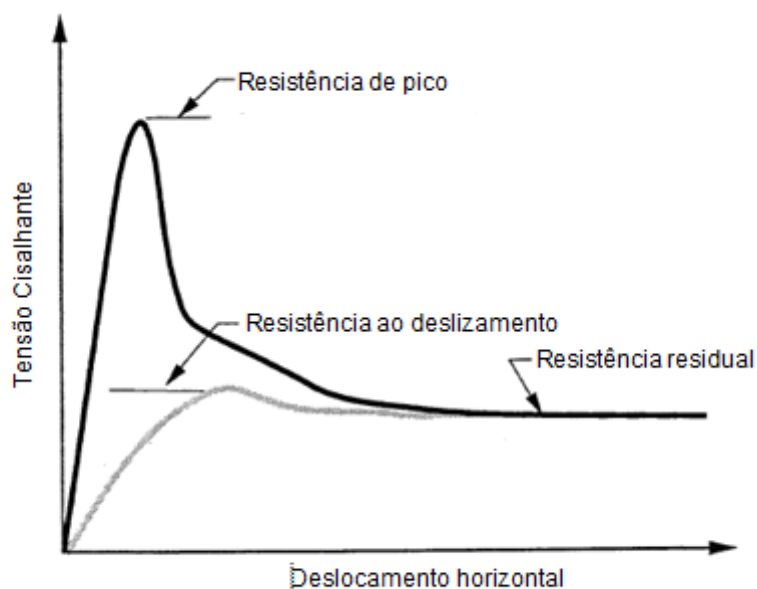
3.1.1 Critério de Resistência de Mohr-Coulomb

O critério de resistência de Mohr-Coulomb é baseado na relação entre a resistência ao cisalhamento de pico e a tensão normal aplicada. A FIGURA 7 ilustra as curvas obtidas do ensaio de cisalhamento direto onde se apresenta o conceito de resistência ao cisalhamento de pico e residual e a variação do

ângulo de atrito com o aumento da tensão normal, que caracteriza a envoltória de resistência proposta por Mohr, em 1776 (EPRI, 1992).

O ajuste simplificado em uma linha reta para representar a envoltória de Mohr é conhecido como reta de Coulomb. A resistência ao cisalhamento passa então a ser definida pelo ângulo desta reta e o ponto de interseção com o eixo das ordenadas (EPRI, 1992).

FIGURA 7 – Conceito de resistência de pico e ângulo de atrito

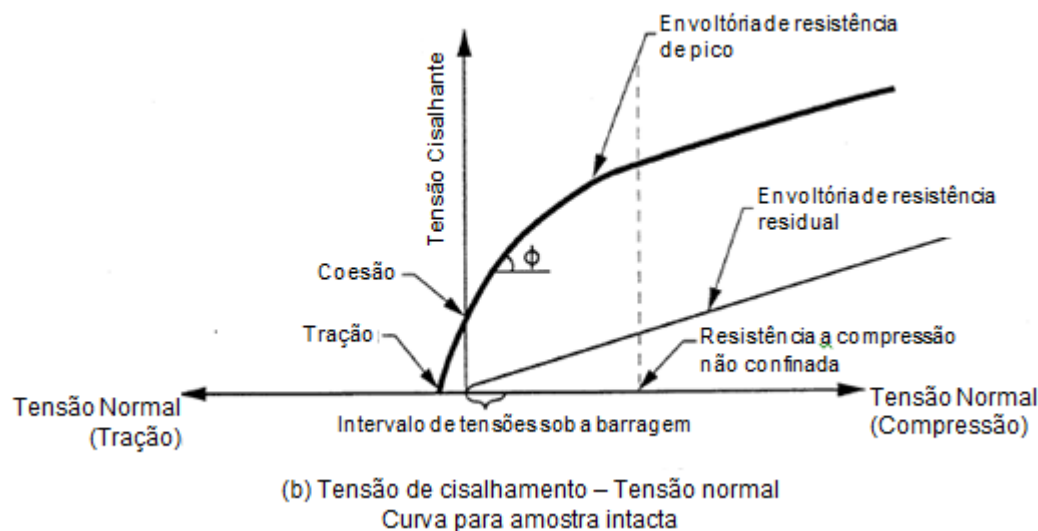


(a) Tensão de cisalhamento - curva de deslocamento

FONTE: EPRI (1992).

Quando submetidas a baixas tensões normais, como as encontradas na base de barragens de concreto e estruturas à gravidade, o ângulo de atrito é relativamente alto, enquanto no caso de tensões normais que excedam a resistência não confinada, inclinação da reta diminui conforme ilustrado na FIGURA 8 o que significa que o ângulo de atrito básico passa a se aproximar do ângulo residual do material.

FIGURA 8 – Envoltória de resistência de Mohr-Coulomb



FONTE: EPRI (1992)

A equação que define a resistência ao cisalhamento a partir do modelo de Mohr-Coulomb é conhecida conforme a EQUAÇÃO 1:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi_b \quad (1)$$

Onde τ é a resistência ao cisalhamento, σ_n é a tensão efetiva normal atuando no plano de falha, c é o intercepto coesivo resultante do ajuste da reta e ϕ_b é o ângulo de atrito básico.

O ângulo de atrito básico pode ser definido como o máximo ângulo de inclinação que um determinado plano de ruptura pode ter independente de fatores externos (EPRI, 1992).

Este critério de resistência é largamente utilizado devido à simplicidade e utilizado na maioria das normas e diretrizes de análises de estabilidade para barragens de concreto para estimar a resistência ao cisalhamento.

3.1.2 Critério Bilinear

Conforme exposto, o critério de Mohr-Coulomb é plenamente aplicável quando não há interferência de fatores externos, como por exemplo, entre camadas sucessivas de CCR.

No caso da interface do concreto com o maciço rochoso de fundação, a rugosidade superficial contribui para a resistência ao cisalhamento produzindo o efeito conhecido como *interlocking*. Patton (1966), a partir de uma série de ensaios de cisalhamento direto em amostra com diferentes rugosidades, estabeleceu um critério de ruptura bilinear que leva em consideração o ângulo médio formado pela rugosidade superficial.

Patton (1966) provou que o comportamento ao cisalhamento depende da magnitude da tensão normal aplicada. Assim, quando submetida a baixas tensões normais o mecanismo de ruptura é influenciado pela rugosidade e resistência ao cisalhamento de ruptura pode ser expressa pela EQUAÇÃO 2.

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan (\phi_b + i) \quad (2)$$

Quando submetida a níveis de tensão normal maiores, a contribuição da rugosidade desaparece e a resistência ao cisalhamento passa a ter a forma da EQUAÇÃO 3:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi_r \quad (3)$$

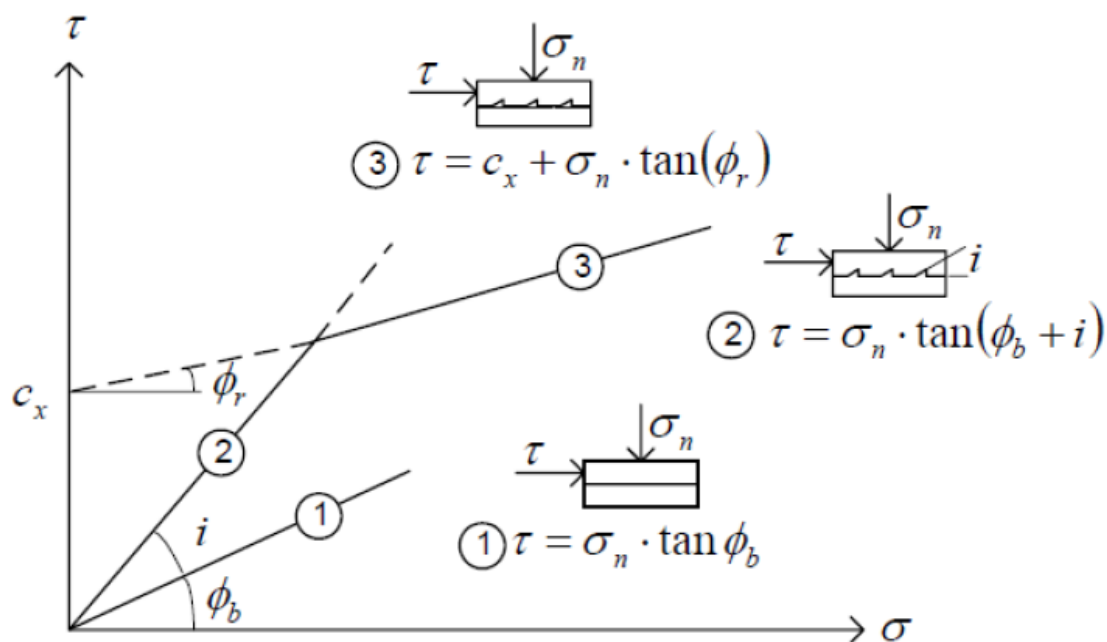
Onde, τ é a resistência ao cisalhamento, σ_n é a tensão efetiva normal atuando no plano de falha, c é o intercepto coesivo (derivado da rugosidade) resultante do ajuste da reta, ϕ_b é o ângulo de atrito básico, ϕ_r é o ângulo de atrito residual do material e i é ângulo de inclinação médio das rugosidades.

A soma $(\phi_b + i)$ representa o ângulo de atrito efetivo de uma superfície rugosa e é responsável pelo primeiro trecho linear. Para superfícies e descontinuidades não intemperizadas, ϕ_b é, para propósitos práticos, igual ao ângulo de atrito residual (USACE, 1994).

Conforme apresentado na FIGURA 9, o ponto de interceptação das duas equações ocorre durante a transição, onde as rugosidades passam a ser rompidas/cortadas e ocorrem deslocamentos que conseqüentemente causam a diminuição do ângulo de atrito. Ou seja, com o aumento dos níveis de tensão há a transição de dilatação para corte.

Para superfícies rugosas, tais como o plano de contato concreto-maciço rochoso, uma coesão aparente é desenvolvida com o rompimento dessas rugosidades quando deslocamentos ocorrem. A magnitude da coesão aparente é mensurada a partir do ponto de interseção do segundo trecho linear, onde não há mais contribuição da rugosidade, com o eixo das tensões tangenciais (WYLLIE, 2003).

FIGURA 9 – Envoltória bilinear proposta por Patton



FONTE: PATTON (1966). Adaptado por Johansson (2009).

De acordo com os estudos de Landanyi e Archambault (1970), Schneider (1975), Indraratna (1997) e Graselli (2001) sintetizados por Gutiérrez (2013), o critério de ruptura bilinear não descreve bem o comportamento de superfícies irregulares. Quando o ângulo médio das rugosidades é alto, o modelo proposto superestima a resistência ao cisalhamento em baixos e médios níveis de tensão normal.

Estes autores argumentam que uma vez que a distribuição de tensões não é a uniforme devido à irregularidade dos “dentes” formados, alguns destes dentes são rompidos antes de atingir a resistência de pico. Além disso, o ângulo de inclinação i , e o intercepto coesivo são difíceis de encontrar em superfícies naturais.

3.1.3 Modelo Barton & Choubey (1977)

O critério empírico desenvolvido por Barton e Choubey (1977) é baseado nos resultados de ensaios de laboratório e comportamento das descontinuidades, no qual a resistência ao cisalhamento para descontinuidades rugosas é expresso pela EQUAÇÃO 4:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left(\phi_b + JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (4)$$

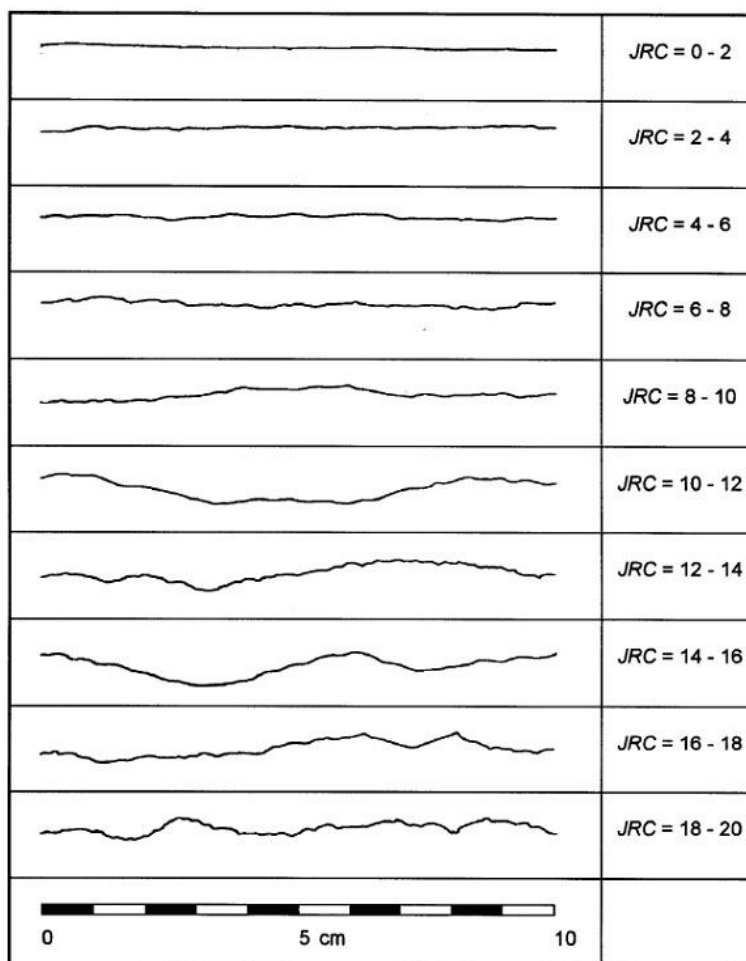
Onde, τ é a resistência ao cisalhamento de ruptura, σ_n é a tensão efetiva normal, ϕ_b é o ângulo de atrito básico, JRC é o coeficiente de rugosidade e JCS é a resistência à compressão das paredes da rocha.

O valor do coeficiente de rugosidade – JRC pode ser estimado por comparação visual da superfície com os perfis padrão. O intervalo varia de 0 a 20 sendo que quanto mais baixo mais próximo de superfície lisa, e quanto mais alto, maior o valor da rugosidade. A FIGURA 10 apresenta os perfis padrão propostos por Barton e Choubey (1977).

A resistência das paredes da rocha – JCS será igual à resistência a compressão do maciço rochoso quando não houver alteração da rocha.

O termo " $JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n)$ " é equivalente ao ângulo de rugosidade i , e é igual a 0 a altas tensões normais onde as rugosidades passam a ser cortadas. A baixos níveis de tensão (como os normalmente apresentados na base de estruturas a gravidade) o valor pode alcançar valores muito altos. Para valores realistas de projeto a componente $(\phi + i)$ não deve exceder 50° e o intervalo comum da relação JCS/σ_n está entre 3 e 100 (WYLLIE, 2003).

FIGURA 10 – Perfil de rugosidades padrão proposto por Barton e Choubey (1977)



FONTE: BARTON E CHOUBEY (1977).

O procedimento apresentado não considera que as duas superfícies de contato estão limpas e sem preenchimento e que, portanto na superfície de contato não tem coesão.

Para superfícies rugosas, uma coesão aparente é desenvolvida com início do corte quando o movimento ocorre o que justifica a determinação de coesão para o contato concreto-rocha como será visto no capítulo de estabilidade ao deslizamento.

Os valores de *JRC* e *JCS* são influenciados pelo efeito de escala, tal que, com o incremento da extensão da descontinuidade ocorre uma diminuição nestes valores. Recomenda-se que esses valores sejam corrigidos segundo as formulações de Barton e Bandis publicadas em 1990 (GUTIÉRREZ, 2013).

3.2 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

Diversos sistemas de classificação geomecânica foram desenvolvidos nas últimas décadas para diferentes aplicações como, mineração, túneis e taludes. Para a determinação de parâmetros resistentes no projeto de fundações em rocha podem ser destacados alguns sistemas de classificação que serão apresentados e discutidos neste capítulo, estes são: *Rock Quality Designation* – RQD, *Rock Mass Rating* – RMR e *Geological Strength Index* – GSI.

3.2.1 Rock Quality Designation - RQD

Proposto por Deere em meados dos anos 60, o índice quantitativo é obtido diretamente de medições nos testemunhos rochosos extraídos por sondagem rotativa. O índice RQD representa a relação percentual entre a soma dos comprimentos dos fragmentos do testemunho maiores que 10 cm e o comprimento total do trecho considerado conforme a EQUAÇÃO 5 (VALLEJO *et al.*, 2002).

$$RQD = \frac{\sum \text{fragmentos} > 10\text{cm}}{\text{Comprimento total}} \quad (5)$$

Para a estimativa do RQD se consideram apenas os fragmentos ou trechos do testemunho de material são, excluindo os trechos de material com alto grau de alteração (aos quais se atribuem RQD=0%). A medida do RQD deve ser realizada em cada manobra da sondagem ou em cada mudança de litologia sendo recomendado que o comprimento total não exceda 1,50 m. O diâmetro mínimo do testemunho é de 48 mm (VALLEJO *et al.*, 2002).

A qualidade da rocha em função deste índice é apresentada no TABELA 3.

TABELA 3 – Classificação da qualidade do maciço rochoso segundo RQD

RQD	Qualidade
< 25%	Muito má
25-50	Má
50-75	Média
75-90	Boa
90-100	Muito boa

Fonte: VALLEJO *et al.* (2002).

Devido à simplicidade e objetividade o índice RQD é utilizado como dado de entrada de outros sistemas de classificação.

3.2.2 *Rock Mass Rating - RMR*

Desenvolvida por Bieniawski em 1973, com atualizações em 1979, 1989, constitui um sistema de classificação de maciços rochosos que permite relacionar índices de qualidade com parâmetros geotécnicos do maciço e escavação, e tratamento de taludes e túneis. A classificação é baseada em cinco parâmetros principais mais a análise das descontinuidades (BIENIAWSKI, 1989):

- Resistência à compressão da rocha;
- Rock Quality Designation – RQD;
- Espaçamento entre descontinuidades;
- Condição de alteração das descontinuidades;
- Condição de água e fluxo pela rocha;
- Orientação das descontinuidades.

Para a classificação, o maciço deve ser dividido em trechos homogêneos para os quais se atribui uma pontuação para os parâmetros apresentados. A pontuação é somada para determinação da nota final que define a classe da rocha.

Segundo Bieniawski (1989), a determinação da resistência à compressão pode ser feita pelo ensaio de trechos intactos de testemunhos das sondagens realizadas, enquanto as demais características são baseadas na

análise das escavações, mapeamento geológico-geotécnico ou mesmo na descrição dos testemunhos. A TABELA 4 resume a ponderação realizada para determinação do RMR.

TABELA 4 – Classificação geomecânica RMR

A. Parâmetros de Classificação e seus índices									
PARÂMETROS		FAIXA DE VALORES							
1	Resistência da rocha intacta	Carga pontual (MPa)	> 10	4 a 10	2 a 4	1 a 2	Compressão simples		
		Compressão simples (MPa)	> 250	100 a 250	50 a 100	25 a 50	5 a 25	1 a 5	< 1
	Pontuação	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90 a 100	75 a 90	50 a 75	25 a 50	< 25			
	Pontuação	20	17	13	8	5			
3	Separação entre fraturas	> 2m	0,6 a 2m	200 a 600 mm	60 a 200 mm	< 60 mm			
	Pontuação	20	15	10	8	5			
4	Estado das discontinuidades	Superfícies muito rugosas; descontinuas; cerradas; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; Abertura <1mm; paredes duras	Superfícies pouco rugosas; abertura <1mm; paredes moles	Superfícies estriadas ou preenchimento < 5mm o abertura 1-5 mm; contínuas	Preenchimento mole > 5 mm ou abertura >5 mm; contínuas			
	Pontuação	30	25	20	10	0			
5	Água subterrânea	Vazão por 10m de túnel	Nenhuma	< 10 l/min	< 25 l/min	25 a 125 l/min	> 125 l/min		
		Relação (pressão de água / tensão principal)	0	< 0,1	0,1 a 0,2	0,2 a 0,5	> 0,5		
	Estado general	Seco	Ligeiramente Úmido	Úmido	Gotejando	Água fluindo			
	Pontuação	15	10	7	4	0			
B. Ajustes para a orientação das discontinuidades em relação à escavação									
Direção e Mergulho das discontinuid.	Aplicação	Muito favorável	Favorável	Fraco	Desfavorável	Muito Desfavorável			
	Galerias	0	-2	-5	-10	-12			
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60			

Fonte: Bieniawski, (1989)

Após o ajuste pela orientação das discontinuidades, Bieniawski propôs a classificação em classes de maciços rochosos com o objetivo de subsidiar a determinação da resistência do maciço rochoso. A classificação é apresentada na TABELA 5.

TABELA 5 – Classes de maciço segundo RMR

Classe	I	II	III	IV	V
Pontuação total	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	> 20
Qualidade	Muito boa	Boa	Regular	Ruim	Muito ruim
Tempo de autosustentação e comprimento do vão	10 anos com 15m de vão	6 meses com 8m de vão	1 semana com 5m de vão	5 horas com 2,5m de vão	30 minutos com 1m de vão
Coesão (KPa)	> 400	400 a 300	300 a 200	200 a 100	< 100
Ângulo de atrito	> 45°	35 a 45°	25 a 35°	15 a 25°	< 15°

Fonte: Bieniawski, (1989)

3.2.3 Geological Strength Index – GSI





Criado em 1994 por Hoek, o sistema de classificação GSI foi pensado para substituir o RMR no critério de ruptura posteriormente conhecido como Critério Generalizado de Hoek-Brown.

Foi reconhecido que o sistema de classificação RMR de Bieniawski não era adequado para a relação de um critério de ruptura com as observações geológicas no campo, principalmente em maciços muito alterados (HOEK *et al.*, 1998).

Esse índice de resistência é então, definido pela combinação de dois parâmetros geológicos fundamentais, sendo estes as propriedades dos fragmentos intactos e a condição das descontinuidades. Na prática corrente o GSI pode ser obtido através do RMR (versão 1989) pela relação $GSI = RMR - 5$. A FIGURA 11 apresenta o quadro proposto para determinação do GSI (MARINOS, MARINOS e HOEK, 2005)

Especificamente para maciços rochosos heterogêneos, ao longo dos anos foram realizadas algumas tentativas, que têm sido aplicadas, para prover melhores ferramentas para geologia de engenharia. Neste contexto Hoek (2002) propôs outro quadro, no entanto, o detalhamento dessa condição foge do escopo deste trabalho.

FIGURA 11 – Determinação do valor do GSI

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

FONTE: Adaptado de Marinos, Marinos e Hoek (2005).

3.3 CRITÉRIO DE HOEK-BROWN GENERALIZADO

Originalmente, o critério de Hoek-Brown foi desenvolvido com o objetivo de estimar a resistência de maciços rochosos pouco alterados em escavações subterrâneas partindo das propriedades da rocha intacta e minorando a resistência conforme as características do maciço.

A última atualização, realizada em 2002, estabeleceu o chamado Critério Generalizado de Hoek-Brown, que é composto de uma série de cálculos recomendados para a aplicação do critério de ruptura, e permite a aproximação para o equivalente em coesão e atrito, parâmetros mais conhecidos pelos projetistas.

Além das modificações nas equações, o critério generalizado de Hoek-Brown introduziu o já descrito sistema de classificação geomecânica denominado GSI (*Geological Strength Index*).

O critério de Hoek-Brown Generalizado é expresso como mostrado na EQUAÇÃO (6) (HOEK *et al.*, 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (6)$$

Onde σ'_1 é a tensão efetiva principal maior; σ'_3 é a tensão efetiva principal menor; σ_{ci} é a resistência à compressão simples da rocha intacta e m_b é o valor reduzido da constante do material intacto m_i ou constante do maciço rochoso, s e a são constantes do material, sendo que $s = 1$ para rocha intacta.

A constante adimensional m_i é função do tipo de rocha e qualidade da rocha intacta. Segundo Marinós e Hoek (2001), o intervalo de valores atribuídos para cada tipo de rocha depende da granulação e intertravamento da estrutura cristalina. A constante para rocha intacta pode ser obtida de ensaios, no entanto, os autores apresentam os valores comumente encontrados para esse tipo cada tipo de rocha conforme a TABELA 6.

TABELA 6 – Valores da constante m_i para rocha intacta – Critério de Hoek-Brown

Tipo de rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerado (21±3)	Arenito 17±4	Siltito 7±2	Argilito 4±2
			Brecha (19±5)		Grauvaca 18±3	Folhelho 6±2
						Marga 7±2
	Não Clástica	Carbonatado	Calcário Cristalino (12±3)	Calcário Esparítico (10±2)	Calcário Micrítico (9±2)	Dolomita (9±3)
		Químico/ Evaporito		Gesso 8±2	Anidrito 12±2	
		Orgânico				Giz 7±2
Metamórfica	Não foliada		Mármore 9±3	Cormeana 19±4	Quartzito 20±3	
	Levemente foliada		Migmatito 29±3	Anfibolitos 26±6	Gnaisse 28±5	
	Foliada*			Xisto 12±3	Filito 7±3	Ardósia 7±4
Ígnea	Plutônica	Ácida/ Clara	Granito 32±3	Diorito 25±5		
			Granodiorito 29±3			
		Básica/ Escura	Gabro 27±3	Dolorito 16±5		
	Norito 20±5					
	Hipobissal		Porfiritos 20±5		Diabásio 15±5	Peridotito 25±5
	Vulcânica	Lava		Riolito (25±5)	Dacito 25±3	
				Andesito 25±5	Basalto (25±5)	
Piroclástica		Aglomerado (19±3)	Brecha Vulcânica (19±5)	Turfa (13±5)		

*Estes valores são para amostras de rocha intacta ensaiadas na direção normal do acamamento ou da foliação. Os valores de m_i serão significativamente diferentes caso a ruptura ocorra ao longo do plano de fraqueza.

FONTE: Adaptado de Marinós e Hoek (2001).

A partir da definição do GSI, a constante do maciço m_b , pode ser calculada com a EQUAÇÃO 7.

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (7)$$

Onde D é o fator de perturbação, que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi submetido durante o processo de escavação (detonação por linhas de fogo, desmonte, e relaxamento de tensões). Esse varia desde zero para maciços não perturbados e um para maciços muito perturbados.

As constantes s e a podem ser calculadas pela EQUAÇÃO 8 e EQUAÇÃO 9, respectivamente.

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (9)$$

Obtidos os parâmetros de entrada, e calculadas as constantes, é possível determinar os parâmetros para o maciço rochoso. Zerando a tensão de confinamento ($\sigma'_3 = 0$) é possível obter a resistência à compressão do maciço, e, aplicando $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ tem-se a resistência à tração (HOEK *et al.*, 2002), conforme a EQUAÇÃO 10 e a EQUAÇÃO 11.

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (10)$$

$$\sigma_t = \frac{-s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (11)$$

As tensões normais e tangenciais são relacionadas com os esforços principais a partir das equações publicadas por Balmer (1952) *apud* Hoek *et al.* (2002) conforme a EQUAÇÃO 12 e EQUAÇÃO 13.

$$\sigma_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (12)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (13)$$

Onde $d\sigma'_1/d\sigma'_3$ pode ser determinado pela EQUAÇÃO 14.

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b \sigma'_3/\sigma_{ci} + S)^{a-1} \quad (14)$$

O módulo de deformabilidade do maciço rochoso também pode ser estimado a partir da EQUAÇÃO 15 para resistência a compressão, σ_{ci} menor que 100 MPa.

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (15)$$

Assim é possível definir a relação entre tensões normais e tangenciais que representa o maciço rochoso, levando em consideração a litologia (m_i), fraturamento, descontinuidades e condição de saturação (RMR/GSI), perturbação e relaxamento de tensões (D), resistência da matriz (σ_{ci}) e deformabilidade (E_i).

3.3.1 Obtenção dos Parâmetros de Mohr-Coulomb

Uma vez obtida a envoltória geral é possível escrevê-la em termos de ângulo de atrito e coesão equivalentes, já que a maioria dos softwares estruturais e geotécnicos são baseados no critério de Mohr-Coulomb.

A adequação pode ser feita a partir de uma relação linear ajustada à envoltória geral, o que envolve o balanceamento da área sob a linha plotada. A EQUAÇÃO 16 e a EQUAÇÃO 17 propõem a estimativa de ângulo de atrito e coesão, respectivamente, para um intervalo de tensão principal menor (ou tensão de confinamento) $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ (HOEK *et al.*, 2002)

$$\phi' = \arcsen \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (16)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + [6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}]/(1+a)(2+a)}} \quad (17)$$

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

Embora sejam equações aparentemente complexas, a única variável neste ponto é a determinação da máxima tensão de confinamento σ'_{3max} ao qual o maciço rochoso está submetido.

Para taludes e túneis, Hoek *et al.* (2002) propõem formulações para estimativa do confinamento com base na altura e/ou profundidade do ponto estudado. Especificamente para fundações de estruturas de concreto, pode-se estimar o máximo confinamento a que o maciço rochoso está submetido. Na superfície, o confinamento é, via de regra, zero. No entanto, o histórico de carregamento do maciço, descarregamentos proporcionados por escavações e/ou fenômenos naturais podem modificar as tensões na região superficial.

Sabe-se que segundo as hipóteses de deformação lateral nula e considerando o material elástico, linear e isotrópico, a tensão efetiva horizontal gerada (confinamento) é função de uma constante k , tal que $k = \sigma'_1 / \sigma'_3$.

Ainda, segundo Brown e Hoek (1978), o intervalo pode variar entre os valores de K_a e K_p (estado ativo e passivo) e que em profundidades menores que 500 m pode variar de 0,5 até 3,5. Ou seja, as tensões horizontais podem ser maiores que as tensões verticais.

Conforme recomendações de autores como Vallejo *et al.* (2002), a máxima tensão confinante $\sigma_{3máx}$, pode ser considerada igual à tensão normal calculada. Assim, para fundações, a tensão de confinamento depende da tensão transmitida pela estrutura e da tensão gravitacional, que varia com a profundidade.

Na prática de engenharia, esse procedimento de cálculo pode ser facilmente programado ou realizado por um software comercial gratuito como, por exemplo, o RocLab 1.0 (ROCSCIENCE, 2002).

Ao contrário dos outros critérios de ruptura apresentados, o critério generalizado de Hoek e Brown engloba e quantifica o efeito de rugosidade e

condição das descontinuidades existentes, permitindo a estimativa dos parâmetros de resistência para cada nível de tensão normal. Assim é possível analisar com mais precisão as condições de estabilidade de cada estrutura de concreto e subsidiar análise de segurança a ruína.

3.4 PERMEABILIDADE DO MACIÇO ROCHOSO

O efeito da água no desempenho de fundações de estruturas deve ser considerado. Na maioria dos casos, a estrutura geológica influencia a condição de água pelo maciço, isso porque, a rocha intacta possui, em geral, permeabilidade baixa e o fluxo de água através do maciço é concentrado pelas descontinuidades. As vazões e distribuição de pressões estão relacionadas à abertura, ao espaçamento, e à persistência das descontinuidades. Descontinuidades apertadas e impersistentes tendem a resultar em baixas vazões de percolação e altos gradientes de pressão (WYLLIE, 2003).

Na fundação de barragens e estruturas sujeitas a pressões de água é necessário controlar a subpressão e a percolação de água para garantir a estabilidade e limitar a perda de água. A propriedade da rocha que governa a percolação e perda de carga hidráulica é a permeabilidade, ou como é conhecida no meio técnico, coeficiente de permeabilidade k , que relaciona o fluxo através do maciço com o gradiente hidráulico.

Entre outras maneiras, é possível determinar o coeficiente de permeabilidade k , com ensaios de perda d'água dentre os quais o mais difundido é o ensaio sob pressão proposto por Lugeon em 1933 (WYLLIE, 2003).

A TABELA 7 apresenta referências de valores de coeficiente de permeabilidade k , para diferentes tipos de rocha. É importante notar que normalmente os valores são apresentados em forma de intervalo, isso porque cada maciço rochoso é diferente, com histórico e exposição diferentes, o que impossibilita a determinação de um valor único.

TABELA 7 – Permeabilidade de rochas

Referência	Tipo / Condição	<i>k</i> (cm/s)
Cruz (1996)	Rochas maciças	$10^{-9} - 10^{-10}$
Vallejo (2002)	Rochas Ígneas	$10^{-5} - 10^{-10}$
Vallejo (2002)	Granito	$10^{-7} - 10^{-10}$
Cruz (1996)	Arenitos silificados	$10^{-8} - 10^{-9}$
Vallejo (2002)	Arenito	$10^{-3} - 10^{-8}$
Cruz (1996)	Arenito	10^{-4}
Cruz (1996)	Siltitos	$10^{-5} - 10^{-7}$

Fonte: Organizado pelo autor

No entanto, mais importante do que um resultado pontual é a interpretação e definição do perfil hidrogeológico. Zonas de alta permeabilidade podem ser resultado de uma litologia diferente, fraturamento e condição de preenchimento da camada, ou ainda podem indicar lentes de material granular.

4. ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SOBRE MACIÇOS ROCHOSOS

A análise de segurança global deve ser realizada para todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas submetidas aos diversos casos de carregamentos. Essas análises devem ser realizadas no contato concreto-rocha, em planos superiores e inferiores ao da fundação, além de análises de tensões e deformações, fatores de segurança e verificação entre as tensões atuantes e tensões admissíveis dos materiais (ELETROBRÁS, 2003).

As verificações da estabilidade devem englobar análises quanto a movimentos de corpo rígido tais como deslizamento em qualquer plano, estrutura ou pela fundação, tombamento, flutuação, tensões na base da fundação e na estrutura, além de análises específicas como estabilidade elástica, no caso de estruturas esbeltas, recalques e deformações e vibrações.

A análise de estabilidade pode ser feita em duas ou três dimensões. Para o caso onde uma dimensão é muito superior às demais, como em uma barragem em vale largo ou um muro de aproximação, as análises bidimensionais são largamente utilizadas, onde a partir de uma seção transversal representativa, analisa-se a condição crítica. No caso de vales estreitos podem ser feitas análises 3D, onde o efeito tridimensional causado pela influência das ombreias é maior.

Abaixo são descritas as cargas atuantes em estruturas em estruturas típicas de obras hidráulicas.

4.1 CARREGAMENTOS ATUANTES

Neste capítulo são descritas as cargas atuantes em estruturas típicas de obras hidráulicas. Cargas especiais, como gelo e equipamentos não são descritas, pois são específicas para cada obra e região do empreendimento.

A consideração do carregamento pode variar segundo a norma ou critério utilizado. No presente estudo serão citadas particularidades dos critérios da Eletrobrás, utilizados no Brasil, *U. S. Army Corps of Engineers* e

U.S. Bureau of Reclamation, que são critérios internacionalmente reconhecidos e aceitos.

4.1.1 Peso Próprio

Nas cargas atuantes para análises de estabilidade global incluem-se cargas permanentes e acidentais. A principal carga permanente é o peso próprio da estrutura acrescido de todos os elementos construtivos fixos e demais instalações permanentes.

O peso próprio é função do peso específico do material concreto. O peso específico do concreto armado, concreto massa e compactado com rolo (CCR) é função do tipo de agregado e em geral varia de 21 a 26 KN/m³ (ANDRIOLO, 1998).

4.1.2 Pressões Hidrostáticas

Para o cálculo do diagrama triangular de pressão hidrostática é necessário considerar os níveis de água do reservatório a montante e a jusante da estrutura para cada condição de operação (ELETROBRÁS, 2003). A variação do empuxo em função da altura de água "*h*" pode ser expressa pela EQUAÇÃO 18.

$$H = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{\text{água}} \times h^2) \cdot B \quad (18)$$

Onde, *H* é a pressão ou empuxo hidrostático em KN/m, $\gamma_{\text{água}}$ é o peso específico da água (10 KN/m³), *h* é altura de água em metros, e *B* é a largura da seção em metros.

No caso de análises bidimensionais, os cálculos são realizados por metro de estrutura, ou seja, *B* igual a 1 metro.

4.1.3 Pressões de Sedimentos

Segundo o critério da Eletrobrás (2003), a contribuição de pressão devido ao acúmulo de sedimentos no pé de montante de barragens deverá ser calculada através da formulação de Rankine, desprezando a coesão, onde o coeficiente de empuxo é considerado no estado ativo, conforme a EQUAÇÃO 19.

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sedimento} \cdot h^2 \cdot \left(\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \right) \quad (19)$$

Onde P_s é a força horizontal do sedimento em KN/m, $\gamma_{sedimento}$ é o peso específico do sedimento e ϕ é o ângulo de atrito do material.

4.1.4 Pressões de Solo

O empuxo de material de aterro deverá ser calculado para a condição ativa, passiva ou de repouso, conforme avaliado em cada caso. A determinação dos coeficientes de empuxo pode ser realizada a partir da teoria de Coulomb (ELETROBRÁS, 2003; USACE. 1989).

4.1.5 Ações Sísmicas

Para a consideração das forças oriundas de abalos sísmicos permite-se extrapolar o problema de natureza dinâmica para um problema equivalente de forças estáticas a partir da denominada análise *pseudo-estática*, prevista no critério da Eletrobrás (2003) e critérios internacionais.

A ação sísmica está diretamente ligada à sua aceleração, sendo que esta é a componente que atua nas estruturas. A obtenção da aceleração de cálculo pode ser feita a partir da aceleração de pico (*Peak Ground Acceleration*, PGA) retirada de registros de acelerações e respectiva duração.

No entanto, em geral, a aceleração de pico não provoca danos irreversíveis na estrutura, uma vez que esta ocorre em curta duração. Alguns

autores e normas recomendam aplicar um fator de $\frac{2}{3}$ para as acelerações de forma a obter uma representação mais adequada da resposta da estrutura (CFBR, 2012), outra opção seria a atenuação do pico em função da classificação da estrutura por importância, dano potencial e afetação, entre outros fatores. A classificação deve ser realizada a partir de um estudo de ameaça sísmica sobre responsabilidade de um sismólogo.

A caracterização sísmica para efeito do projeto de obras hidráulicas define três sismos representativos obtidos de análises probabilísticas. O Sismo Base de Projeto (em inglês OBE) com período de retorno da ação sísmica 145 anos, utilizado para composições de carregamentos excepcionais. Sismo Máximo de Projeto (MDE) com período de retorno de aproximadamente 10.000 anos para verificações de estruturas e casos limites de projeto e o Sismo Máximo Provável (MCE) sismo teórico de maior magnitude estabelecido de maneira determinística (USACE, 2005).

O método pseudo-estático apresenta uma forma simplificada de análise. A formulação parte do princípio de que a rigidez de uma estrutura do tipo gravidade é de tal ordem que poderá operar como um corpo rígido. A aceleração verificada na estrutura, durante o sismo, será igual à aceleração da fundação adjacente, uma vez que não existe deformação na estrutura. Dessa forma, a massa considerada, quando excitada por uma ação sísmica, gera forças de inércia proporcionais à sua massa (USACE, 2005).

Uma vez que o objetivo é apenas determinar a ação máxima a que a estrutura está sujeita para um determinado cenário de carga, o método não leva em consideração a variação da aceleração no tempo. Ou seja, a carga sísmica será considerada como uma carga estática equivalente, dependendo da massa da estrutura e da aceleração máxima estrutural (ICOLD, 2010).

O Brasil apresenta uma vantagem natural devido à sua localização ao centro da placa tectônica Sul-Americana, onde historicamente não ocorrem grandes sismos. Por essa razão o Critério de Projeto Civil da Eletrobrás (2003) considera uma aceleração de cálculo padrão para todo o país, sendo a aceleração horizontal (a_h) equivalente a 5% da gravidade e aceleração vertical (a_v) 3% da gravidade.

Para a composição da norma brasileira de projeto de estruturas resistentes a sismos, ABNT NBR 15421:2006, foi realizado um estudo de

confiabilidade estrutural, obtendo-se as funções de distribuições probabilísticas das magnitudes sísmicas, as funções de distribuições probabilística das acelerações horizontais de projeto e em seguida, as acelerações características a serem consideradas no projeto dos diversos tipos de estruturas, em função de sua importância e do grau de segurança exigido em cada uma delas. Em seguida foram discutidos os valores numéricos dos coeficientes de segurança a serem considerados, que correspondem a um valor pré-definido para os índices de confiabilidade das estruturas.

Segundo ABNT NBR 15421:2006, os valores a serem definidos como característicos nominais para as ações sísmicas são aqueles que têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

4.1.5.1 Forças Inerciais Verticais

Forças inerciais verticais como o peso da estrutura, peso de água sobre a estrutura e aterros sobre a estrutura são consideradas como um acréscimo quando consideradas desfavoráveis, multiplicando a sua massa pela aceleração vertical de projeto. A força resultante é aplicada no centro de gravidade da estrutura. No caso do Brasil, segundo a Eletrobrás (2003), $a_v = 0,03.g$, onde g é a aceleração da gravidade ($g=9,81m^2/s$).

4.1.5.2 Forças Inerciais Horizontais

Forças inerciais horizontais devido ao peso da estrutura, pesos de água e aterro sobre a estrutura são consideradas como um acréscimo ou alívio quando consideradas desfavoráveis, multiplicando a sua massa pela aceleração horizontal de projeto. A força resultante é aplicada no centro de gravidade da estrutura. No caso do Brasil, segundo a Eletrobrás (2003), $a_h = 0,05.g$, onde g é a aceleração da gravidade ($g=9,81m^2/s$).

4.1.5.3 Pressões Hidrodinâmicas

A pressão hidrodinâmica atuante em barragens e outras estruturas de retenção pode ser determinada utilizando a formulação proposta por Westergaard, de acordo com as recomendações da Eletrobrás (2003), EM 1110-2-2100 (USACE, 2005) e USBR (1976).

A resultante da pressão hidrodinâmica pode ser calculada pela EQUAÇÃO 20. E a força resultante é aplicada a $0,4h$ da fundação.

$$P_E = \frac{4}{7} \cdot a_h \cdot \gamma_{\text{água}} \cdot h^2 \quad (20)$$

Onde, P_E é a resultante da pressão hidrodinâmica, a_h é coeficiente sísmico horizontal.

4.1.5.4 Pressões Dinâmicas de Sedimento

A pressão dinâmica de sedimentos não é considerada nas recomendações Eletrobrás. Internacionalmente existem diferentes formas de considerar o acréscimo de pressão devido a sedimentos durante sismos.

Segundo o USACE (2005), pode-se considerar que há liquefação total do material assoreado e, portanto, a pressão horizontal devido aos sedimentos submersos é assumida equivalente a de um fluido pesando $3,62 \text{ KN/m}^3$ e calculada conforme a teoria de empuxo dinâmico de Westergaard. A pressão vertical devido aos sedimentos submersos é determinada como se o sedimento fosse um solo com peso $9,0 \text{ KN/m}^3$.

4.1.5.5 Pressões Dinâmicas de Aterros

A pressão dinâmica de aterro pode ser calculada utilizando a teoria de Mononobe-Okabe, teoria derivada dos estudos de Coulomb e apresentada nas recomendações da EM 1110-2-2100 (USACE, 2005).

A formulação simplificada que considera aterro sem inclinação é dada pela EQUAÇÃO 21 e EQUAÇÃO 22.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma_{solo} \cdot (1 - a_v) \cdot h^2 \quad (21)$$

Onde P_{AE} é a combinação de pressão estática e dinâmica devido à força que impulsiona, K_{AE} é o coeficiente de empuxo.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\beta - \theta) \cdot \cos(\psi + \theta + \delta)}} \right]^2} \quad (22)$$

Onde $\psi = \text{arc tg} \left(\frac{a_h}{1 - a_v} \right)$ é chamado ângulo de inércia sísmico, a_h é coeficiente sísmico horizontal, a_v é coeficiente sísmico vertical, β é o ângulo de inclinação da superfície do solo de aterro ou sedimento, θ é a inclinação do paramento em relação à vertical, ϕ é o ângulo de atrito do material, δ é a inclinação da superfície do solo.

4.2 SUBPRESSÃO E MODELO HIDROGEOLÓGICO

A subpressão é o nome dado ao esforço exercido em uma estrutura ou em sua fundação, no sentido ascendente, em função da pressão decorrente da percolação de água através de um meio, seja o concreto, rocha ou terra (LEVIS, 2006).

O esforço de subpressão tem um impacto significativo nas análises de estabilidade. Estabilidade ao deslizamento, posição da resultante dos esforços e flutuação do corpo rígido, são análises onde a redução da subpressão pode melhorar a segurança das estruturas.

Uma vez que a subpressão é diretamente relacionada à rede de fluxo formada sob as estruturas, é possível obter a distribuição de subpressão a partir de análises de percolação.

A percolação de água em meio rochoso diferentemente de solos, onde a água transita unicamente pelos poros, ocorre pelas juntas e fraturas.

Consequentemente, as hipóteses de isotropia e homogeneidade e o uso de análises bidimensionais são mais difíceis de serem validadas (USACE, 1989).

A percolação de água é dependente do tipo de rocha, condição do fraturamento. Conhecida a rede de fluxo, os esforços de subpressão dependem unicamente da geometria da estrutura e espaçamentos dos drenos (CRUZ, 1996; SABARLY, 1966 *apud* LEVIS, 2006). Sendo assim, para a realização de análise de percolação, os materiais que compõem a fundação devem ser detalhadamente caracterizados quanto à permeabilidade horizontal e vertical e eficácia de injeções e eficiência dos drenos.

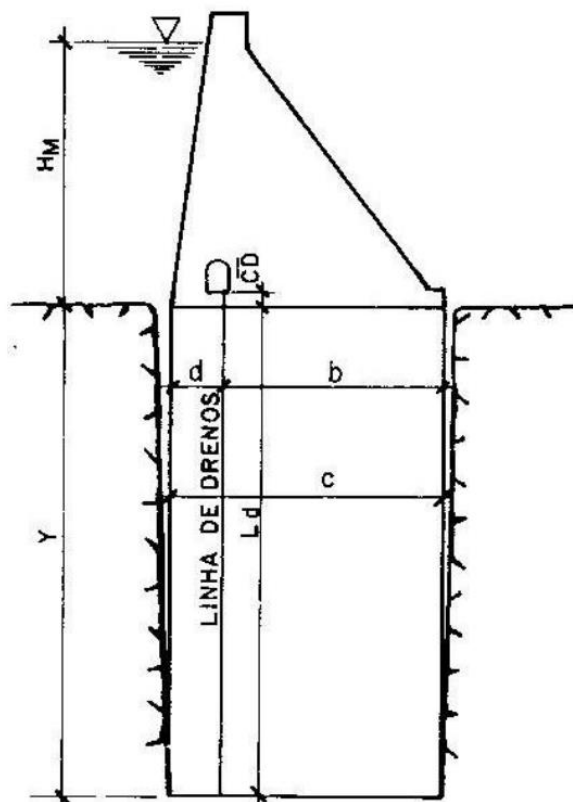
A análise de percolação é normalmente realizada pelo método de elementos finitos, no entanto, de modo a simplificar as análises, a subpressão pode ser obtida por meio de cálculos simplificados usando critérios nacionais como o da Eletrobrás (2003) ou os critérios internacionais como do *Bureau of Reclamation* (1976) e do *U.S. Army Corps of Engineers* (1995).

O modelo hidrogeológico da fundação deve conter a estratigrafia e permeabilidade de cada tipo de material, baseado nos perfis fornecidos pelas sondagens realizadas e pela disposição do sistema de drenagem e consolidação da fundação.

Programas de elementos finitos bidimensionais comerciais, tais como o SEEP/W da Geo-Slope (2012), Phase2 (ROCSCIENCE, 2005) e o módulo *Groundwater Compute* do programa Slide 5.0 (ROCSCIENCE, 2003) podem facilmente ser utilizados para determinação da subpressão, sendo a maior dificuldade para sua utilização a caracterização dos parâmetros do maciço rochoso e a simulação da existência de cortina de drenos ou paredes impermeáveis.

Andrade (1982) propôs que a representação dos efeitos do fluxo tridimensional sob estruturas pode ser simulada em análise numérica plana (por elementos finitos - MEF), na qual é estimada a carga média entre os drenos e a permeabilidade relativa do material de entorno do dreno em função da posição, diâmetro e afastamento entre os drenos da galeria de drenagem. A FIGURA 12 apresenta o modelo utilizado.

FIGURA 12 – Modelo para determinação da subpressão na boca dos drenos



FONTE: ANDRADE, (1982).

O cálculo da subpressão média na boca dos drenos considera a posição do sistema de drenagem na seção transversal da estrutura e a carga hidráulica na boca dos drenos como zero (pressão atmosférica) de acordo com a EQUAÇÃO 23.

$$S_d = \frac{b \cdot d \cdot \lambda \cdot \overline{CD} + H_m \cdot b + H_j \cdot d}{b \cdot d \cdot \lambda + c} \quad (23)$$

Onde, b é a distância do dreno até a face de jusante da barragem, d é a distância do dreno à face de montante da barragem, \overline{CD} a carga hidráulica na boca do dreno, H_m é a carga hidráulica de montante, H_j é a carga hidráulica de jusante, c a largura da base da barragem.

O parâmetro λ denominado como fator de forma da linha de drenagem representa a modificação que a drenagem provoca no escoamento no plano da linha de drenos, e é definido pela EQUAÇÃO 24.

$$\lambda = \frac{2\pi}{a \cdot \ln\left(\frac{a}{\pi\phi}\right)} \quad (24)$$

Onde a é o espaçamento entre drenos e ϕ o diâmetro do dreno.

Segundo Andrade (1982), esta solução depende de uma série de simplificações, das quais se pode listar:

- Fluxo permanente e laminar e água incompressível;
- Material homogêneo, saturado, incompressível e isotrópico;
- Drenos lisos e retos com comprimento igual à espessura da camada permeável;
- Linha única de drenos.

A partir da carga na boca dos drenos, é possível obter o gradiente hidráulico (i) e a área de influência dos drenos (A) com a EQUAÇÃO 25 e EQUAÇÃO 26, respectivamente.

$$i = \left(\frac{H_m - S_d}{d}\right) - \left(\frac{S_d - H_j}{b}\right) \quad (25)$$

$$A = H_{dr} \cdot a \quad (26)$$

Onde H_{dr} é a profundidade média dos drenos " a " é o espaçamento entre eles.

A partir da Lei de Darcy, considerando que a vazão passará integralmente pelos drenos ($Q = Q_d$), pode-se assumir que a permeabilidade considerada na modelagem para a região dos drenos é expressa pela EQUAÇÃO 27.

$$k_d = \frac{Q_d}{i \cdot A_d} \quad (27)$$

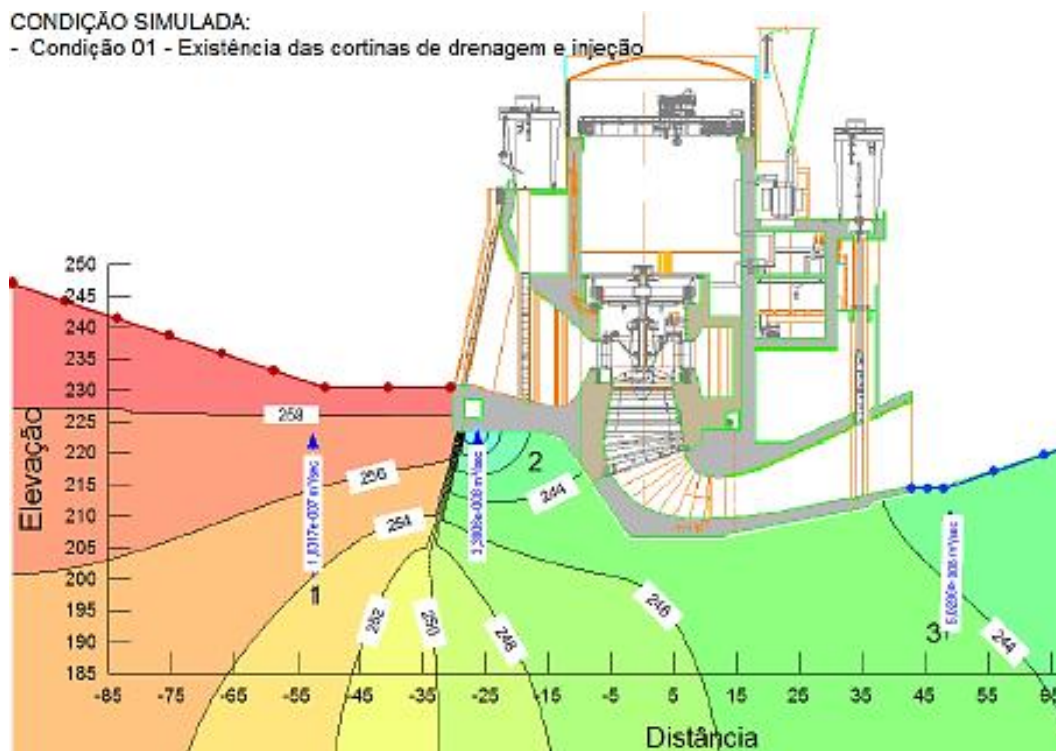
Onde a área do dreno A_d , é obtida pelo produto do comprimento da circunferência (L) pela sua profundidade (H_{dr}).

Um exemplo de utilização deste modelo é apresentado na FIGURA 13 onde utiliza-se como exemplo a casa de força da UHE Baixo Iguaçu. Na figura é possível visualizar o efeito da cortina de injeção retratado pelas linhas equipotenciais.

FIGURA 13 – Modelo para determinação da subpressão a partir do MEF

CONDIÇÃO SIMULADA:

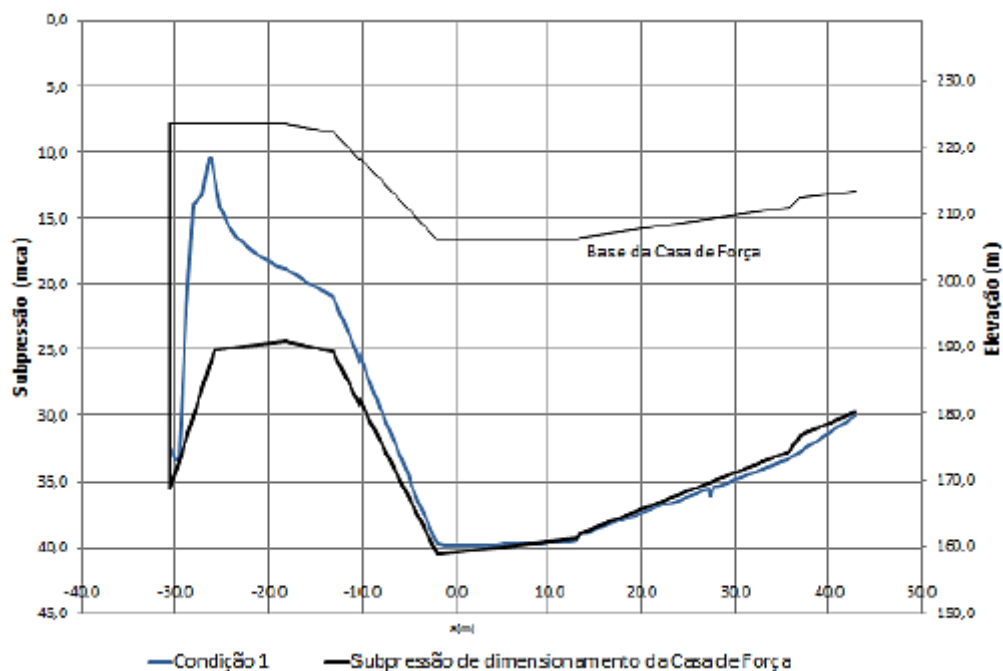
- Condição 01 - Existência das cortinas de drenagem e injeção



FONTE: Imagem cedida por Intertechne.

Na FIGURA 14 é representado o diagrama de subpressão encontrado com as análises de percolação utilizando o método proposto por Andrade (1982) para a casa de força ilustrada. A linha mais escura relativa à Condição 1 corresponde aos valores de subpressão de cálculo determinados através de critérios simplificados do critério da Eletrobrás (2003). É importante notar o quão maior é o esforço de cálculo (para a condição com drenos operantes), no entanto o erro é a favor da segurança.

FIGURA 14 – Diferença entre a subpressão estimada pelo critério da Eletrobrás e pelo MEF

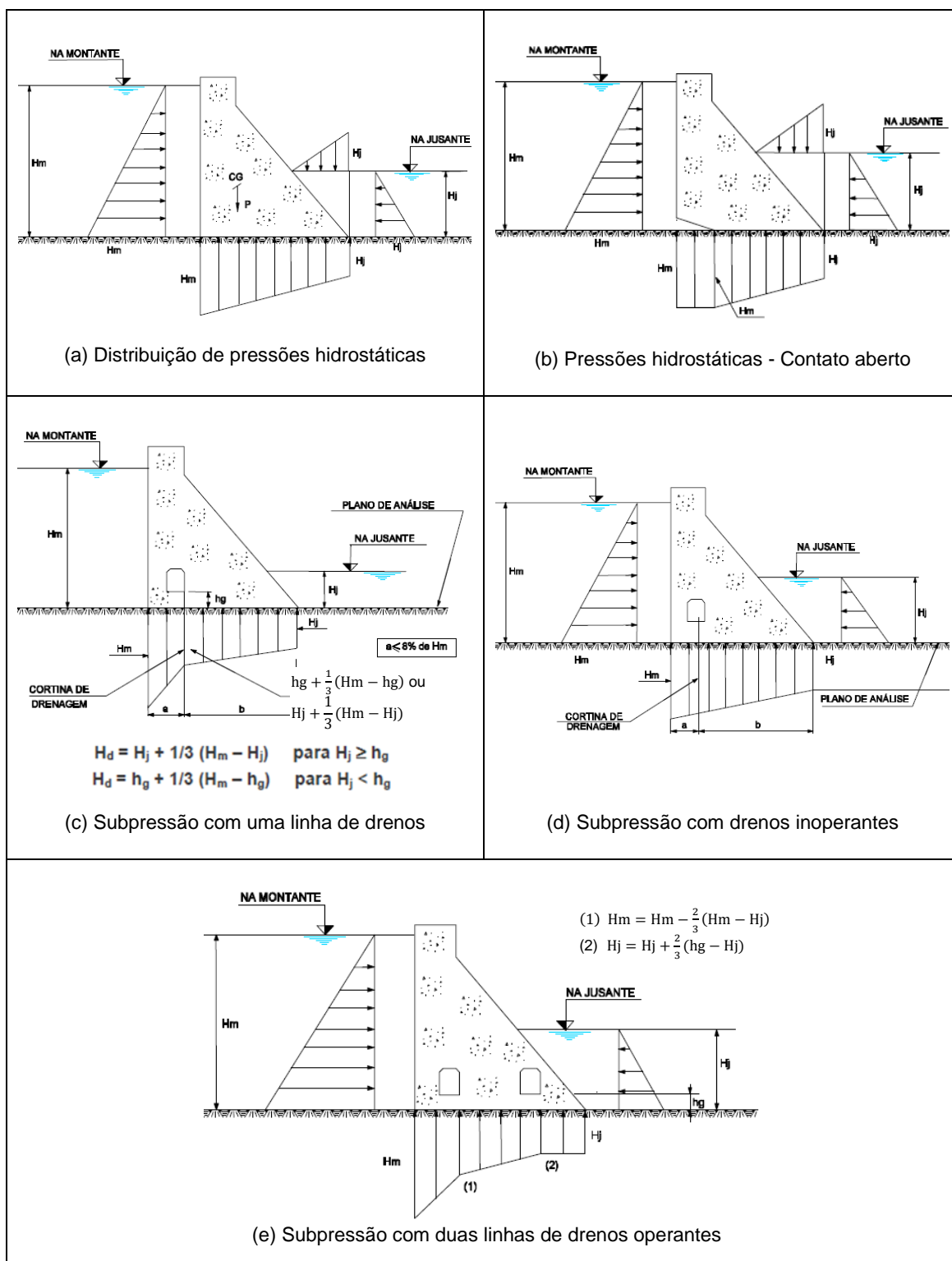


FONTE: Imagem cedida por Intertechne.

De modo similar a Eletrobrás (2003), diversos autores e instituições internacionalmente reconhecidas sugerem critérios simplificados para determinação da distribuição da subpressão ao longo da linha de contato entre a estrutura e a fundação.

A FIGURA 15 apresenta o critério sugerido no Critério de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (ELETROBRÁS, 2003). O critério considera que a subpressão age em 100% da base, e equaliza a eficiência dos drenos.

FIGURA 15 – Critério Simplificado de Subpressão da Eletrobrás



FONTE: Adaptado de Eletrobrás (2003).

Guidicini e Andrade (1983) *apud* Levis (2006), observando barragens brasileiras, acreditam que o comportamento efetivo do protótipo é muito diferente do previsto pelos critérios internacionalmente conhecidos como o do

U.S. Army Corps of Engineers e do *U.S. Bureau of Reclamation*, sendo que estes se revelam sempre muito conservadores.

4.3 COMPOSIÇÃO DOS CASOS DE CARREGAMENTO

Para a verificação da estabilidade global de estruturas de concreto, a combinação de ações atuantes sobre as estruturas deve ser realizada, e em geral são consideradas configurações de carregamento com diferentes probabilidades de ocorrência.

As ações que compõem cada caso de carregamento são determinadas pelo critério de projeto adotado como os já citados, Eletrobrás (2003), USACE (1995) e USBR (1976) ou critérios institucionais.

As condições de carregamento usualmente utilizadas são: caso normal, excepcional, limite e de construção ou equivalentes. Diferentes combinações podem ser caracterizadas como o mesmo caso de carregamento, pois nem todas as ações agem concomitantemente e nem sempre se conhece a situação mais desfavorável.

4.3.1 Casos de Carregamento Normal – CCN

Segundo o critério da Eletrobrás (2003), o caso de carregamento normal está relacionado às funções primárias da estrutura, esperando-se que os casos de carregamento normal ocorram frequentemente durante a vida útil da estrutura. Nessa condição incluem-se os seguintes carregamentos principais:

- Peso próprio da estrutura;
- Cargas permanentes, cargas de aterro, reaterro e assoreamento;
- Pressões hidrostáticas devido ao NA (nível de água) máximo normal do reservatório e ao NA de jusante correspondente;
- Subpressão com drenagem operando;
- Outras: pressões hidrodinâmicas, pressão intersticial, esforços devido ao vento, variações de temperatura e retração, ancoragens ativas.

4.3.2 Casos de Carregamento Excepcional – CCE

Segundo o critério da Eletrobrás (2003), correspondem às combinações de cargas possíveis de existir durante a vida útil da estrutura, porém com baixa probabilidade de ocorrência.

Uma combinação de carregamento excepcional deve ser obtida adicionando-se à condição de carregamento normal, uma das seguintes cargas excepcionais:

- Pressões hidrostáticas e subpressão devido ao NA de cheia de projeto;
- Ineficiência parcial ou total dos drenos;
- Cargas devidas a abalos sísmicos (OBE ou MDE);
- Quaisquer cargas excepcionais ou não frequentes;
- Outras: efeito de onda.

4.3.3 Casos de Carregamento Limite – CCL

Segundo o critério da Eletrobrás (2003), correspondem às combinações de carga com muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura, utilizando uma verificação última e levando em conta coeficientes de segurança condizentes a esta situação. Pode também ser utilizado para a verificação do desempenho de uma estrutura submetida a uma situação hipotética, porém não irreal, de carregamento.

Para o caso de carregamento limite, deve-se considerar o caso de carregamento normal adicionando pelo menos: duas das ações relacionadas no caso de carregamento excepcional ou uma ação que represente um evento improvável ou limite, caracterizando uma verificação última.

O caso de carregamento limite deve ser utilizado apenas em situações em que se avalie que há uma real necessidade de verificações complementares que não são representadas nos casos normais e excepcionais.

4.3.4 Casos de Carregamento de Construção – CCC

Segundo o critério da Eletrobrás (2003), correspondem às combinações possíveis de carregamento dos equipamentos de construção, cargas temporárias para a instalação e montagem de equipamentos e operação de estruturas incompletas.

Pressupõem-se nesse caso as condições de carregamento que poderão ocorrer anteriormente ao período de funcionamento da obra como um todo, não se referindo exclusivamente à construção da estrutura em si.

Os dados específicos sobre as condições de carregamento de construção, para cada estrutura em particular, serão definidos durante o desenvolvimento do projeto, na medida em que forem conhecidos os elementos necessários sobre os métodos construtivos e de instalações a serem utilizadas.

A seguinte relação de condições de carregamentos de construção sugeridas tem caráter genérico, devendo ser analisada e completada em função de cada caso específico:

- Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular;
- Cargas de equipamentos de construção e de montagem;
- Cargas devidas a ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamento de carga ou similares;
- Pressões de injeção em juntas e revestimentos;
- Pressões de concretagem contra estruturas;
- Cargas de compactação de aterros e reaterros;
- Ações excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- Pressões hidrostáticas e subpressões devidas a condições temporárias.

4.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA GLOBAL DE ESTRUTURAS

A análise de segurança global deve ser feita para todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas submetidas aos diversos casos de carregamento, e englobará a análise de estabilidade no contato concreto-rocha (ELETROBRÁS, 2003).

O dimensionamento estrutural tem por objetivo minimizar o risco de colapso estrutural, dentro dos parâmetros descritos como níveis aceitáveis de risco, e conferir o funcionamento adequado durante o seu período de vida útil.

A verificação da estabilidade deve ser executada durante as fases iniciais do projeto, uma vez que está relacionada diretamente com a geometria da barragem, podendo influenciar: a inclinação do paramento de montante e jusante, o aumento da área da seção (e conseqüentemente do peso), inclinação e geometria da base de ligação, entre outros.

As verificações de segurança correspondem ao Estado Limite Último, onde as estruturas são admitidas como corpo rígido na análise de estabilidade global (ELETROBRÁS, 2003). A seguir, são descritos os conceitos das análises preconizadas pela Eletrobrás (2003).

Conforme já referido, uma das características inerentes às estruturas à gravidade é o fato do seu peso próprio constituir a principal ação estabilizadora da estrutura. Portanto, a primeira verificação deve garantir que o somatório das forças gravitacionais seja maior que a ação de subpressão.

O conjunto de forças externas tende a desestabilizar transversalmente o corpo em relação a sua base e, portanto é essencial verificar a segurança ao tombamento (rotação do corpo em torno de um eixo longitudinal na extremidade inferior de jusante), ao deslizamento (translação ao longo da superfície de contato concreto-rocha ou descontinuidades existentes no maciço de fundação) e a capacidade de carga da fundação (tensões geradas na fundação *versus* a tensão admissível da fundação).

As verificações referidas são realizadas normalmente através da contabilização das ações estabilizadoras e desestabilizadoras numa seção ou ponto crítico. O critério de segurança exige que as ações estabilizadoras superem as que provocam a instabilidade.

As verificações de segurança podem ser realizadas de diferentes maneiras, tais como:

- Fator de Segurança Total;
- Análise de Estado Limite;
- Probabilidade de Falha.

O critério adotado no Brasil descrito por Eletrobrás (2003), bem como outros critérios e normas internacionais, recomenda o uso de fatores de segurança, variáveis para cada condição analisada.

A seguir são descritas as verificações e critérios de aceitação utilizados nas análises de segurança global para todas as estruturas principais.

4.4.1 Segurança à Flutuação

Definido pela Eletrobrás (2003), o fator de segurança à flutuação pode ser descrito como a relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão conforme a EQUAÇÃO 28.

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (28)$$

Onde FSF é o fator de segurança à flutuação, $\sum V$ é o somatório das forças gravitacionais e $\sum U$ é o somatório das forças de subpressão.

Segundo o mesmo critério, devem ser desprezadas quaisquer contribuições favoráveis devido à coesão e ao atrito entre blocos ou entre a estrutura e a fundação. Nessa verificação todas as cargas acidentais devem ser ignoradas. Os critérios de aceitação para as verificações de flutuação e tombamento são apresentadas na TABELA 8.

TABELA 8 – Fatores de Segurança à Flutuação e Tombamento

Verificação		Casos de Carregamento			
		CCN	CCE	CCL	CCC
Flutuação	FSF >	1,3	1,1	1,1	1,2
Tombamento	FST >	1,5	1,2	1,1	1,3

FONTE: ELETROBRÁS (2003)

4.4.2 Segurança ao Tombamento

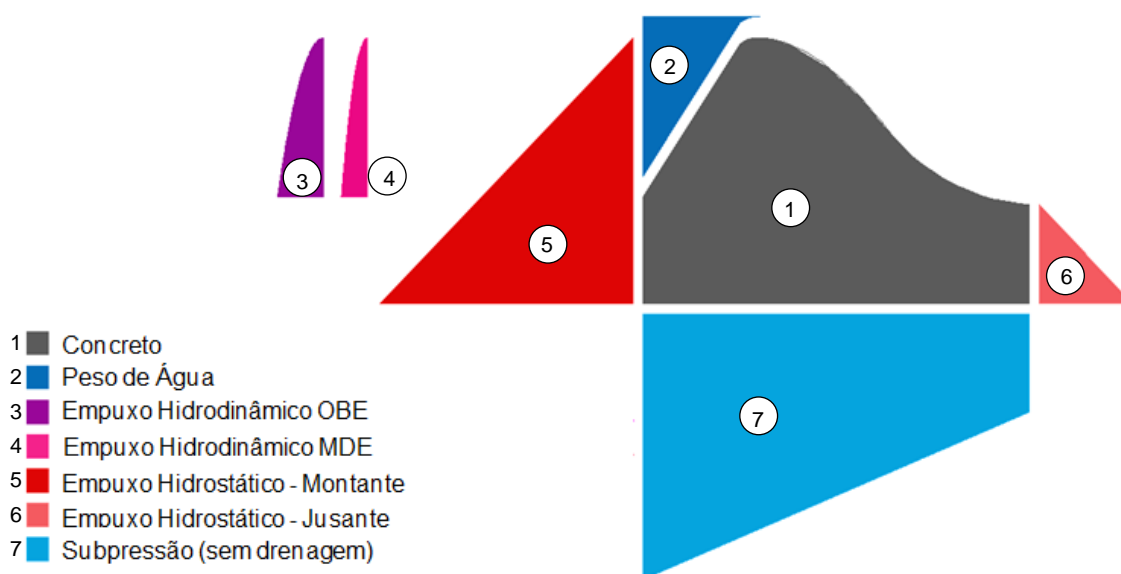
Segundo o critério da Eletrobrás (2003), o fator de segurança ao tombamento é a relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou linha efetiva de rotação conforme a EQUAÇÃO 29.

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (29)$$

Onde FST é o fator de segurança ao tombamento, $\sum M_e$ é o somatório dos momentos estabilizantes (devido ao peso próprio e cargas externas estabilizantes) e $\sum M_t$ é o somatório dos momentos de tombamento (devido a cargas externas como pressões de água, subpressão, empuxos e etc.).

Os critérios de aceitação para as verificações de tombamento são apresentadas na TABELA 8. A título de ilustração, a FIGURA 16 apresenta uma seção hipotética submetida a algumas cargas externas. Neste exemplo o peso do concreto, empuxo hidrostático a jusante são cargas estabilizantes e empuxos hidrostáticos e hidrodinâmicos a montante e a subpressão são cargas externas desestabilizantes em relação ao pé da estrutura.

FIGURA 16 – Seção hipotética e carregamentos atuantes



FONTE: O autor (2017).

Outra abordagem descrita pela norma USACE (1995) verifica a segurança ao tombamento a partir da posição da resultante das forças atuantes na estrutura.

A posição recomendada pela norma também varia de acordo com a condição de carregamento. O critério para a posição é baseado na tentativa de controlar, mesmo que minimamente, as tensões existentes no concreto e simultaneamente a segurança ao tombamento (AMARAL, 2013).

A excentricidade relativa da força resultante pode ser calculada pela equação do núcleo central de inércia apresentada na EQUAÇÃO 30.

$$e_r = \left(\frac{M_R}{N} \right) / \left(\frac{L_{base}}{2} \right) \quad (30)$$

Onde e_r é a excentricidade relativa, M_R é o momento resultante em relação ao centro geométrico da base, N é a resultante das forças normais à superfície em análise e L_{base} é o comprimento da base em análise.

Para condições normais (*usual*), espera-se um nível de tensões de tração quase inexistente na estrutura. Caso o ponto de aplicação da resultante das forças seja fora do terço central da base (ou núcleo central de inércia), é criada uma zona de tração na base da estrutura (USACE, 1995).

Em uma condição limite (*Extreme*) o objetivo é apenas garantir a segurança ao tombamento e, portanto não é admitido que a resultante saia da base da estrutura. Na FIGURA 17 e TABELA 9 é exposto o intervalo de exigido para a posição da resultante das forças para cada caso de carregamento preconizado pelo *U. S. Army Corps of Engineers*.

FIGURA 17 – Excentricidade relativa e posição da força resultante

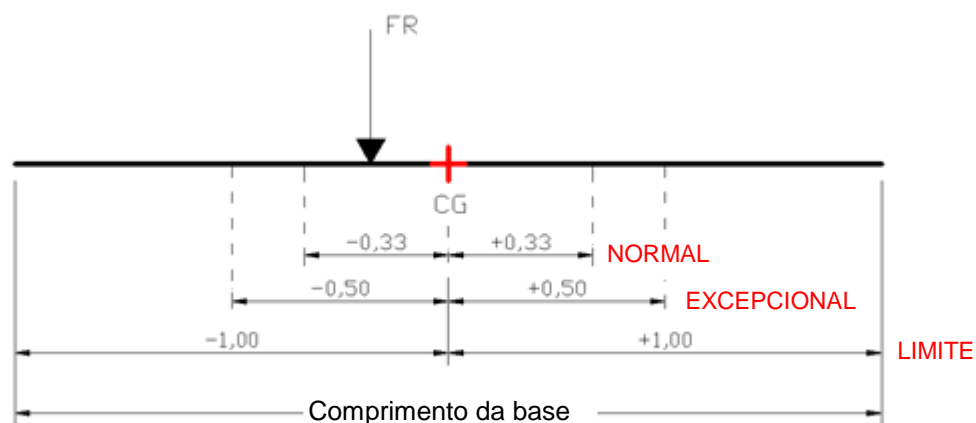


TABELA 9 – Posição da Força Resultante

Exigência	Casos de carregamento		
	<i>Normal</i>	<i>Excepcional</i>	<i>Limite</i>
Localização da força resultante na base	1/3 médio	1/2 médio	dentro da base
e_r	[-0,33;+0,33]	[-0,50;+0,50]	[-1,00;+1,00]

FONTE: USACE (1995).

4.4.3 Segurança ao Deslizamento

Para a verificação da estabilidade das estruturas ao deslizamento, deve-se avaliar todas as superfícies potenciais de ruptura, na fundação, no contato estrutura-fundação e entre juntas da estrutura.

As análises deverão incluir a coesão na resistência ao cisalhamento dos materiais rochosos, ou do contato concreto-rocha, conforme resultado das investigações (ELETROBRÁS, 2003).

Segundo Ruggeri (2004), que compilou informações de normativas e recomendações de projeto dos Estados Unidos, Canadá, China, França, Noruega, Itália, entre outros países, em geral a resistência ao cisalhamento do plano de falha é representado pelo Critério de Mohr-Coulomb em termos de coesão e ângulo de atrito.

Apenas no critério canadense e o *Bureau of Reclamation* outros modelos de aproximação também são considerados como a curva completa do gráfico de tensões normais e tangenciais (RUGGERI, 2004).

A descrição completa dos modelos de representação da resistência ao cisalhamento de materiais, bem como o procedimento completo de análise e quantificação da resistência do maciço rochoso e planos formados por descontinuidades são apresentados no Capítulo 3.

Independentemente do modelo de representação, uma vez quantificada a resistência do plano a ser verificado, existem três métodos consagrados para avaliação da segurança ao deslizamento que foram descritos por Iqbal (2012) e apresentados a seguir.

O “*Sliding Resistance Method*” é baseado no cálculo de um coeficiente de atrito, μ . Este coeficiente é calculado dividindo o somatório das forças horizontais (ou paralelas ao plano de cisalhamento) pelo somatório das forças verticais e deve ser menor do que o máximo coeficiente de atrito definido para o plano.

A já superada norma norte-americana (USACE, 1981) considerava que “... a experiência dos antigos projetistas de barragens tem mostrado que a resistência ao cisalhamento de fundações de material muito competente não necessita ser investigada se a relação de forças horizontais pelas verticais atinge um fator de segurança razoável”.

O “*Shear Friction Method*” é baseado no cálculo do fator de segurança contra o deslizamento. Esse fator é calculado dividindo a força horizontal potencial resistente aos carregamentos horizontais pelo somatório das forças que causam o deslizamento, conforme a EQUAÇÃO 31.

$$FSD = \frac{c \cdot A + \sum V \cdot \tan \phi}{\sum H} \geq 1 \quad (31)$$

Onde FSD é o fator de segurança ao deslizamento, c e ϕ são os parâmetros de coesão e ângulo de atrito considerados para o plano de deslizamento, A é a área da superfície de contato e $\sum V$ e $\sum H$ são os somatórios das forças verticais e horizontais, respectivamente.

Nos casos onde o plano de ruptura não coincide com o contato concreto-rocha devem ser incluídas forças referentes ao peso da cunha de rocha, aumento das pressões hidrostáticas, e empuxo passivo do maciço adjacente (Johansson, 2009).

O critério proposto pela Eletrobrás (2003) utiliza esse método aplicando às parcelas resistentes valores de coeficientes de segurança parciais, que visam penalizar diferentemente a resistência devido à coesão e ao ângulo de atrito conforme mostrado na TABELA 10. O mesmo método é utilizado pelo *Bureau of Reclamation* nos Estados Unidos para planos de ruptura pelo contato e pela fundação.

TABELA 10 – Fatores de Resistência do Atrito e Coesão

Fatores de Redução	Casos de Carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSD _c	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSD _ø	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

FONTE: ELETROBRÁS, (2003).

A adoção destes valores pressupõe razoável conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. Caso o conhecimento seja precário ou muito variável, devem ser utilizados os valores entre parênteses.

O “*Limit Equilibrium Method*” ou Método do Equilíbrio Limite é um dos métodos mais populares usados para avaliar o fator de segurança quando o sistema barragem-fundação é analisado como corpo rígido com deslizamento sobre a base permitido (RUGGERI, 2004).

Contemplado pelo *U.S. Army Corps of Engineers* desde 1981, define o fator de segurança como a relação entre a resistência ao cisalhamento do plano e as tensões aplicadas conforme a EQUAÇÃO 32.

$$FSD = \frac{\tau_f}{\tau} \left(= \frac{c + \sigma \cdot \tan \phi}{\tau} \text{ p/ Mohr - Coulomb} \right) \quad (32)$$

Onde FSD é o fator de segurança ao deslizamento, τ_f resistência ao cisalhamento disponível, τ tensão cisalhante aplicada, σ a tensão normal e c e ϕ são os parâmetros de coesão e atrito considerados para o plano de deslizamento.

Segundo Chen (1975) *apud* Gutstein (2011) o método do equilíbrio limite fornece o coeficiente de segurança mínimo que é relacionado com a superfície de ruptura crítica de colapso. Por isso, o sucesso do emprego deste método corresponde à escolha da superfície de ruptura como sendo a crítica. Se a superfície não for a crítica, então o fator de segurança não é o mínimo possível para a estrutura em análise.

Cabe ressaltar que os métodos apresentados são baseados em corpos rígidos. Atualmente, com o uso de ferramentas computacionais e do método dos elementos finitos, é possível levar em consideração materiais de corpo e fundação deformáveis gerando resultados mais precisos.

4.4.4 Vantagens e Desvantagens do Método do Fator de Segurança para Análise da Segurança ao Deslizamento

O método do fator de segurança ao deslizamento é largamente utilizado em todo o mundo desde as análises preliminares, e é considerado um método de fácil manipulação.

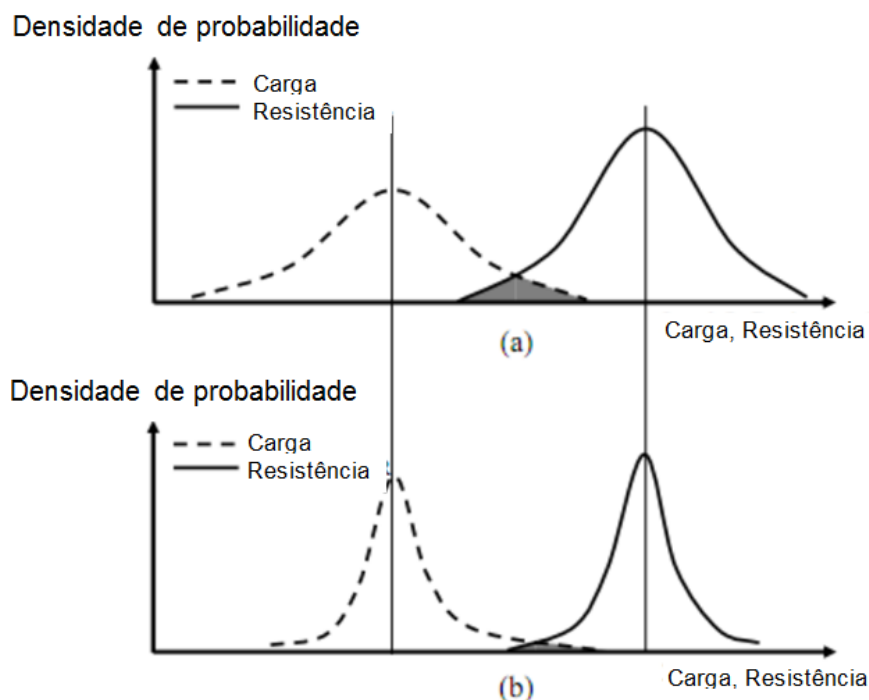
No entanto, ainda existem lacunas no conhecimento, quando se trata de estimar o valor exato do fator de segurança e que nunca é possível calcular com exatidão perfeita. Através da experiência corrente e de casos históricos de falhas, analogias foram desenvolvidas relacionando qual valor de fator de segurança é adequado para determinada condição.

Uma das desvantagens do uso de fator de segurança é que incertezas não são levadas em consideração. Um exemplo disso são os termos envolvidos nas equações do fator de segurança ao deslizamento, onde todos envolvem certo grau de incerteza, e, conseqüentemente, essa incerteza é refletida no fator de segurança calculado (JOHANSSON, 2005).

Como as parcelas de cargas e resistências dependem de um determinado número de parâmetros, uma vez que os valores de carga e a

resistência sejam predefinidos como valores médios (até mesmo ponderados) e se o fator de segurança é considerado constante, diferentes probabilidades de falha podem existir de acordo com a variabilidade dos parâmetros envolvidos, conforme ilustrado na FIGURA 18.

FIGURA 18 – Distribuição da Carga e Resistência para o mesmo Fator de Segurança com (a) Grau de Incerteza Alto (b) Grau de Incerteza Baixo



FONTE: Adaptado de Johansson (2005).

4.4.5 Análise de Tensões no Concreto e Fundação

Esta segunda etapa de verificações envolve uma análise criteriosa das tensões existentes na estrutura. As análises de tensões deverão ser elaboradas para todas as estruturas, considerando os possíveis casos de carregamento. Deve-se determinar o diagrama de tensões atuando na base das estruturas, ou em qualquer plano que se considere necessário, para todos os casos de carga.

A Eletrobrás (2003) indica e recomenda o uso de análises numéricas através do método de elementos finitos para a determinação das tensões na base da estrutura. No entanto, quando não for possível, sugere-se o uso de análise elástica linear segundo a lei de Hooke (materiais isotrópicos, homogêneos, pequenas deformações e considerando que as seções

permanecem planas). Assim as tensões máximas podem ser estimadas pela EQUAÇÃO 33.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (33)$$

Onde N e M são os esforços normais e momento fletor, respectivamente, A é a área da base considerada e W o módulo de rigidez função da inércia.

Segundo a Eletrobrás (2003) para as condições de carregamento normal, as seções nas estruturas permanentes de concreto deverão trabalhar sempre à compressão ou com tensões de tração menores que a tensão admissível do concreto.

As tensões atuantes calculadas considerando todos os carregamentos devem ser menores ou iguais às tensões admissíveis indicadas na TABELA 11. Quando a tensão de tração atuante é maior que a tensão de tração admissível, considera-se que ocorre a formação de fratura.

As tensões admissíveis serão sempre fornecidas em função da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), que deverá ser especificada nos desenhos do projeto executivo (ELETROBRÁS, 2003)

As tensões admissíveis do concreto à compressão e a tração são apresentados na TABELA 11. Os esforços de compressão, normalmente, não limitam o problema, tipicamente em estruturas a gravidade as tensões de compressão são baixas quando comparadas a resistência do concreto.

TABELA 11 – Tensões Admissíveis no Concreto

Caso de Carregamento	Tensão Admissível	
	Compressão	Tração
CCN	0,50 f_{ck}	0,050 f_{ck}
CCE	0,60 f_{ck}	0,060 f_{ck}
CCL	0,65 f_{ck}	0,065 f_{ck}
CCC	0,55 f_{ck}	0,055 f_{ck}

FONTE: ELETROBRÁS (2003).

A capacidade de carga das fundações é relacionada à tensão normal máxima, definida mediante critérios que atendam as condições de ruptura, e as limitações relativas aos recalques excessivos, prejudiciais ao comportamento e perfeita utilização da estrutura (ELETROBRÁS, 2003).

Para seções nas fundações não serão admitidas tensões de tração, devendo a resultante dos esforços solicitantes estar aplicada dentro do núcleo central de inércia da base (ELETROBRÁS, 2003).

A tensão normal máxima admissível na fundação deverá ser obtida a partir da EQUAÇÃO 34.

$$FSD = \frac{\text{Capacidade de carga da fundação}}{\text{Coeficiente de Segurança}} \quad (34)$$

A capacidade de carga do material de fundação deverá ser determinada por métodos adequados, utilizando-se como subsídios os resultados de ensaios "*in situ*" e os de laboratório. Já para o coeficiente de segurança, são recomendados os valores especificados na TABELA 12.

TABELA 12 – Minoração da Capacidade de Carga da Fundação

Caso de Carregamento	Coeficiente de Segurança
CCN	3,0 (4,0)
CCE	2,0 (3,0)
CCL	1,5 (2,0)
CCC	1,3 (1,5)

FONTES: ELETROBRÁS (2003)

A adoção destes valores pressupõe razoável conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. Caso o conhecimento seja precário ou muito variável devem ser utilizados os valores entre parênteses.

5. CONFIABILIDADE E SEGURANÇA

5.1 PROBABILIDADE DE FALHA

Um método baseado na probabilidade de falha (ou ruína) tende a ser mais realista, racional e consistente, do que os métodos determinísticos, e aplicável a uma imensa quantidade de problemas da engenharia. No entanto, a aplicação de um método probabilístico está condicionada à disponibilidade de informação e dados.

O intervalo de variação de parâmetros de resistência, acréscimo de tensões, variações de níveis de água, dão margem ao questionamento da confiabilidade dos parâmetros representativos “fixos” adotados em cada projeto.

Nesta linha, análises de segurança probabilísticas se mostram como uma maneira de equacionar as incertezas e olhar o problema sob outra ótica.

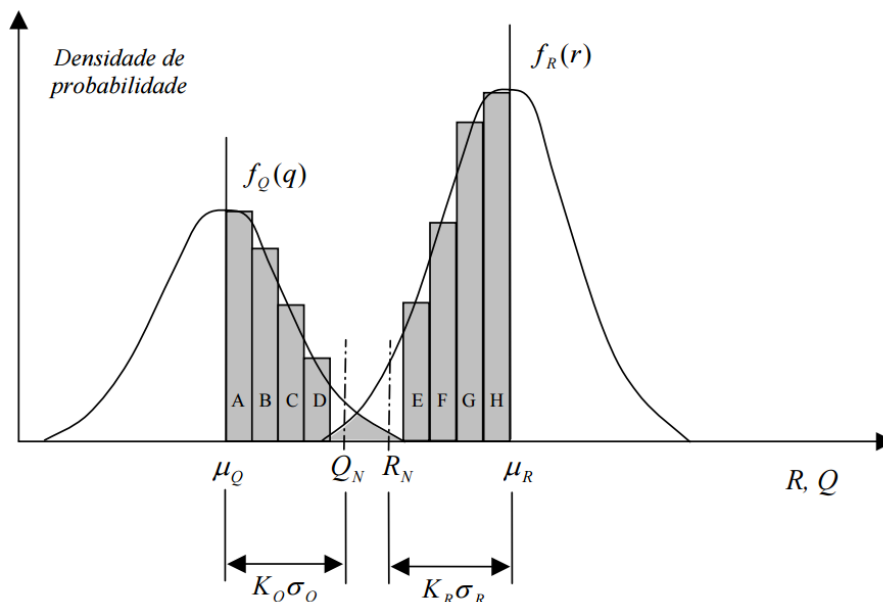
As análises de probabilidade de falha, mesmo que citadas e contempladas em normativas internacionais, normalmente não fazem parte do projeto de estruturas. As análises determinísticas realizadas são independentes da variabilidade das variáveis envolvidas, sendo que a responsabilidade de atribuir valor a uma variável recai sobre o profissional e a justificativa para a escolha é subjetiva e parte da experiência profissional de cada um.

Krüger (2008) descreve a determinação da probabilidade de falha expressando-a em termos de duas variáveis, Q , que representa as cargas atuantes e R , a resistência da estrutura. Os parâmetros estatísticos que representam essas variáveis aleatórias são sua média, μ , e desvio padrão σ .

Na FIGURA 18, são apresentadas as funções densidade de probabilidade, $f_Q(q)$ e $f_R(r)$ e o valor determinístico (nominal) atribuído a essas variáveis, Q_N e R_N . Na análise determinística, o fator de segurança K , é a relação direta ente R_N e Q_N , relacionado ao estado limite último ou estado limite de serviço, indiferentemente.

A determinação dos valores nominais de carga e resistências são conservadoras e estão distantes K_R ou K_Q vezes o desvio padrão σ , do valor médio da variável.

FIGURA 19 – Ilustração do conceito de análise probabilística



FONTE: KRÜGER, (2008).

As probabilidades A, B, C e D representam um aumento da carga média atuante e as probabilidades E, F, G e H representam os fatores de redução da resistência, como por exemplo, a degradação dos materiais ao longo do tempo causado por deformações, defeitos de concretagem, corrosão, reação álcali-agregado, e outras manifestações patológicas. A área de sobreposição das duas curvas fornece uma medida quantitativa da probabilidade de falha (WEBER, 1995 *apud* KRÜGER, 2008).

Quanto menor for a variabilidade das variáveis, ou seja, quanto menor o desvio padrão, menor é a área de interseção e probabilidade de falha associada. Assim, para exprimir os parâmetros de fundação de uma barragem, por exemplo, o número de ensaios deve ser suficiente para representar corretamente a distribuição dos resultados.

Em análises determinísticas, ao atribuir um valor a uma determinada variável aceita-se o risco de uma eventual falha. Os fatores de segurança estão associados a probabilidades de ocorrência dos eventos. Em um caso de carregamento excepcional onde a probabilidade de ocorrência é menor, assume-se um risco maior, expresso em forma de fator de segurança. No

entanto, esse tipo de análise é limitado ao buscar o risco aceitável apenas pelo fator de segurança.

Para a análise probabilística são necessários dados que permitam definir as funções densidade de probabilidade para os carregamentos e resistência. A probabilidade de falha pode ser expressa pela EQUAÇÃO 35 (MELCHERS, 1999):

$$p_f = P(\text{falha}) = P(R - Q \leq 0) \quad (35)$$

Segundo Krüger (2008), essa probabilidade pode ser calculada pela integração da função densidade de probabilidade conjunta $f_{R,Q}(r, q)$ das variáveis aleatórias envolvidas, assim o autor transcreve a probabilidade de falha a partir da EQUAÇÃO 36.

$$p_f = \int_0^{\infty} \left[\int_0^q f_R(r) dr \right] f_Q(q) dq = \int_0^{\infty} F_R(q) f_q(q) dq \quad (36)$$

Onde F_R é a função de distribuição acumulada de R avaliada no ponto q . A equação estabelece que quando a carga $Q = q$, a probabilidade de falha é $F_R(q)$ e como a carga é uma variável aleatória, a integração deve ser realizada para todos os valores possíveis de Q .

No entanto, em geral a distribuição de probabilidades conjunta é muito difícil de obter. Assim na abordagem prática, usualmente, utilizam-se aproximações analíticas da integral que permitam uma determinação simplificada.

A grande variedade de modelos de avaliação de confiabilidade de estruturas incorporados nas normas técnicas leva à necessidade de se dispor de uma classificação. Assim, os métodos de confiabilidade estrutural também podem ser divididos em níveis, de acordo com a quantidade de informação usada e disponível sobre o problema estrutural (MADSEN *et al.*, 1986 *apud* KRÜGER, 2008).

- Nível 0: métodos de confiabilidade que usam o formato das “tensões admissíveis”. No método das tensões admissíveis todas as cargas são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por um fator de segurança;
- Nível 1: método dos estados limites: métodos de confiabilidade que empregam um valor característico para cada valor “incerto”. Como exemplos têm-se os formatos do tipo LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) ou Método dos Estados Limites;
- Nível 2: método do índice de confiabilidade: métodos de confiabilidade que empregam duas estatísticas para cada parâmetro “incerto” (usualmente média e variância) e uma medida da correlação entre parâmetros;
- Nível 3: método da probabilidade de falha: métodos de confiabilidade que empregam a probabilidade de falha da estrutura como medida de sua confiabilidade, nos quais a função densidade de probabilidade das variáveis básicas é requerida;
- Nível 4: método da minimização dos custos envolvidos ao longo da vida útil: métodos que combinam a confiabilidade com a otimização estrutural. Nestes métodos, todos os custos que serão incorridos ao longo da vida útil devem ser calculados e referidos ao tempo presente. O objetivo então é a minimização do custo total.

Dentre os métodos existentes, podem-se destacar três conjuntos de métodos usualmente mais utilizados:

- Métodos de Confiabilidade de Primeira Ordem – FOSM;
- Métodos de Confiabilidade de Segunda Ordem – SORM;
- Simulação Monte Carlo.

Estes e outros métodos de análise probabilística, bem como a complexidade de capacidade de cada um estão apresentados no TABELA 13.

TABELA 13 – Comparativo entre métodos de análise probabilística

Método	Complexidade na aplicação	Quantidade de computação	Capacidade de estimar a confiabilidade total do sistema	Aplicabilidade à análise de risco/custo
Integração direta	Complexa	Moderada a extensiva	Difícil	Sim
Monte Carlo	Moderadamente complexa	Intensiva e Extensiva	Sim	Sim
Índice de Confiabilidade	Moderada	Simple e moderada	Não	Não
FOSM	Moderada	Moderada a extensiva	Sim	Sim
Segunda Ordem	Moderada	Moderada a extensiva	Sim	Sim

Fonte: Adaptado de Yen (1989) *apud* Vieira (2005).

Os métodos podem ser classificados como aqueles baseados na teoria das probabilidades (expansão em séries de Taylor) e métodos baseados na geração de amostras sintéticas – simulação Monte Carlo.

Os métodos tipo FOSM podem ser utilizados para avaliar a integral, quando a função do estado limite é uma função linear de variáveis normais não correlacionadas ou quando a equação do estado limite é representada por uma aproximação de primeira ordem (linear) de variáveis normais equivalentes. Abordagens SORM podem ser aplicadas para estimar probabilidades de falha para funções desempenho não lineares, e para casos de variáveis correlacionadas e não normais (KRÜGER, 2008).

Embora haja outros métodos, o FOSM, considerado como um método de confiabilidade de nível 2 pois emprega dois valores para cada variável ou incerteza (média e variância), é um dos métodos mais comumente usados para calcular a probabilidade de falha (USACE, 1999).

5.2 ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

A probabilidade de falha pode ser expressa em termos do Índice de Confiabilidade β . Esse índice é definido como o afastamento em número de desvios padrão entre o valor médio esperado e o ponto limite da função onde a existe a falha.

De acordo com Melchers (1999), se as funções de distribuição dos carregamentos e resistência são normalmente distribuídas e estatisticamente independentes, então existe correlação direta entre a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade.

Sendo um evento de falha assumido como o estado $R < Q$, ou em termos de uma função de desempenho $g(X) = R - Q < 0$, a probabilidade de falha pode ser definida conforme a EQUAÇÃO 37.

$$p_f = P\left(\frac{R - Q - \mu_{R-Q}}{\sigma_{R-Q}} < 0\right) = \Phi\left(\frac{0 - (\mu_R - \mu_Q)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}\right) \quad (37)$$

Onde $\Phi()$ é a função de distribuição acumulada da normal padrão, e a razão resultante é conhecida como o índice de confiabilidade β .

Assim, redefinindo a equação, se expressa a probabilidade de falha pela EQUAÇÃO 38.

$$p_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (38)$$

As equações apresentadas são a base para a determinação da probabilidade de falha para diversos métodos.

Normas e diretrizes, tal como a ABNT NBR 6118: 2014 são baseadas no método dos estados limites, método semi-probabilístico de nível 1, que incorporam conceitos probabilísticos de maneira simples mas ignoram o conceito de projeto de estruturas para uma determinada probabilidade de falha (KRÜGER, 2008).

Os fatores de majoração dos esforços e minoração da resistência são ajustados de maneira a se obter maior uniformidade do índice de confiabilidade (ou da probabilidade de falha), considerado aceitável para uma determinada classe de estrutura (KRÜGER, 2008).

O excerto da tabela da distribuição normal apresentado na TABELA 14 mostra a relação do índice de confiabilidade com a probabilidade de falha equivalente.

TABELA 14 – Índices de confiabilidade e probabilidade de falha equivalente

Índice de Confiabilidade	Probabilidade de falha
1	0,16
1,5	0,067
2	0,023
2,5	0,0062
3	0,0013
3,5	0,00023
4	0,000032
4,5	0,0000034
5	0,00000029

FONTES: IQBAL, (2012).

5.3 SIMULAÇÃO MONTE CARLO

Como o próprio nome indica, um método de simulação tem por objetivo simular artificialmente um grande número de eventos para cada variável e assim comprovar se existe a probabilidade de superação do estado limite de falha.

A simulação Monte Carlo é uma técnica de nível 3 para estimativa da probabilidade de falha. A técnica é utilizada para gerar resultados sintéticos, sem a necessidade de simulação física. As informações e parâmetros que devem alimentar o método precisam necessariamente ter suas distribuições de probabilidade definidas.

Na simulação Monte Carlo, os valores das variáveis aleatórias são gerados de uma maneira compatível com a distribuição de probabilidade, e a função de desempenho é calculada para cada conjunto gerado. O processo é repetido numerosas vezes, normalmente milhares de vezes, e o valor esperado, desvio padrão e distribuição de probabilidade da função de desempenho são correspondentes aos valores calculados (USACE, 1999).

A partir da técnica, é possível resolver problemas em que a solução analítica é complexa, e permite solucionar o problema sem simplificações tendo assim resultados mais realistas (NOWAK e COLLINS, 2000). No entanto,

apresenta algumas desvantagens, como por exemplo, as listadas por Vieira (2005): falta de visão geral, pois são feitas combinações de dados pontuais; a necessidade de conhecimento das distribuições básicas e sensibilidade quanto a aproximações; e o custo computacional devido ao número de simulações realizadas.

A aplicação do método é relativamente simples e pode ser sintetizado em duas etapas. A primeira é a geração de números aleatórios de uma variável uniforme U , variando entre 0 e 1, gerando assim n números aleatórios.

Neste ponto é importante frisar que para essa distribuição uniforme, a probabilidade acumulada para um dado valor de u é exatamente igual a u , ou seja $F(u) = u$.

A segunda etapa é a obtenção dos valores aleatórios correspondentes na distribuição de probabilidades específica desejada e que corresponde basicamente ao seguinte procedimento (VIEIRA, 2005):

- Faz-se $F(x) = F(u) = u$, ou seja, atribui-se o valor de u gerado à função de probabilidade acumulada de X (variável de interesse);
- Obtém-se z_i a partir da inversa da função de probabilidade acumulada, ou seja, $z_i = F^{-1}(u)$.

Geram-se então n valores da variável de interesse e ajusta-se a variável padronizada z_i à variável aleatória X , através da EQUAÇÃO 39.

$$x_i = \mu + \sigma \cdot z_i \quad (39)$$

Com os n valores de X , pode-se então calcular a probabilidade de falha, que é tão mais precisa, quanto maior for n . A estimativa da probabilidade de falha de um elemento estrutural que está sendo simulado é dada pela EQUAÇÃO 40.

$$p_f = \frac{n_f}{N} \quad (40)$$

Onde N é o número total de simulações e n_f é o número de ocorrência de falha nas N simulações.

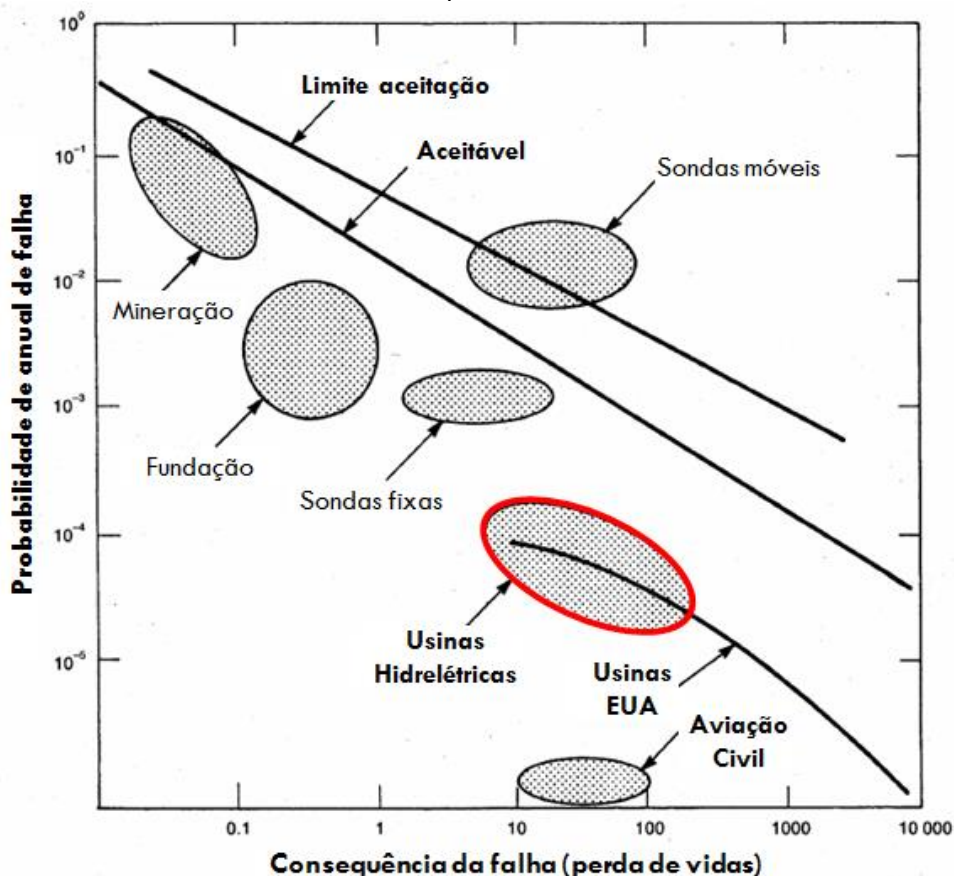
Segundo USACE (1999), a acurácia da estimativa é mensurada pelo inverso no desvio padrão do estimador que é proporcional a $N^{0,5}$. Assim é possível dobrar a precisão da estimativa do valor da probabilidade de falha multiplicando por quatro o número de simulações.

5.4 CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO

Probabilidades de falha na engenharia civil em geral e particularmente em estruturas hidráulicas devem ser muito baixas. O critério para definição da probabilidade de falha aceitável ou tolerável é função do dano causado caso se houver a ruína do elemento considerado.

A FIGURA 20 ilustra a experiência que relaciona a probabilidade de falha anual com os custos e perdas de vidas. Como é de se esperar, as barragens alcançam os maiores valores de danos e, portanto a probabilidade de ruína deve estar da ordem de 1 para 100.000 ou inferior.

FIGURA 20 – Dano causado X probabilidade de ruína de obras civis



FONTE: WYLLIE, (2003).

O conceito básico de projeto baseado no risco considera a diferença entre risco aceitável e risco tolerável. Segundo ICOLD (2005), risco aceitável é aquele que o propósito de viver ou trabalhar, todos que possam ser impactados, estão preparados para aceitar, assumindo que não haja mudanças nos mecanismos de controle de risco. Já o risco tolerável é a faixa de risco onde o indivíduo considera insignificante ou algo que possa ser ignorado, mas como algo que precisa ser mantido sob supervisão e, caso possível, reduzido.

O Eurocode EM 1990 (2002) apresenta e recomenda três classes de confiabilidade. A TABELA 15 apresenta o mínimo valor do Índice de Confiabilidade utilizado pela norma para decidir se uma estrutura é segura ou não.

O valor do índice de confiabilidade mínimo é função do período de referência de 1 ou 50 anos. No entanto, a norma não apresenta o valor especificamente para barragens e estruturas hidráulicas, sendo que a classe mais severa, a *Reliability Class 3 – RC3*, correspondente a edificações de aglomeração ou equivalente.

TABELA 15 – Índice de confiabilidade requerido segundo o Eurocode

Classe de Confiabilidade	Período de referência de 1 ano		Período de referência de 50 anos	
	β	Máxima p_f	β	Máxima p_f
RC3	5.2	9,964E-08	4.3	8,540E-06
RC2	4.7	1,301E-06	3.8	7,235E-05
RC1	4.2	1,335E-05	3.3	4,834E-04

Fonte: Adaptado de EN 1990 (2002)

6. ESTUDO DE CASO

O Estudo de Caso escolhido faz a aplicação do método probabilístico sobre as incertezas e variabilidade dos parâmetros de cálculo, principalmente geotécnicas, em um empreendimento hidrelétrico em fase de construção/projeto executivo, com o objetivo de expor como a abordagem probabilística pode e deve ser utilizada durante a etapa de projeto.

6.1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS

O Estudo de Caso escolhido é a Usina Hidrelétrica de Baixo Iguaçu que se encontra em fase de construção desde 2013 e tem conclusão prevista para 2018. A usina está localizada no rio Iguaçu, no sudoeste do estado do Paraná, no limite do Parque Nacional do Iguaçu, entre os municípios de Capitão Leônidas Marques e Capanema e está situada a aproximadamente 175 km da foz do Rio Iguaçu (FIGURA 21).

FIGURA 21– Localização do empreendimento



FONTE: INTERTECHNE, (2014).

A FIGURA 22 apresenta uma foto aérea da região do canteiro de obras durante a etapa de desvio.

FIGURA 22– Visão geral em dezembro de 2015



FONTE: Imagem cedida por Intertechne.

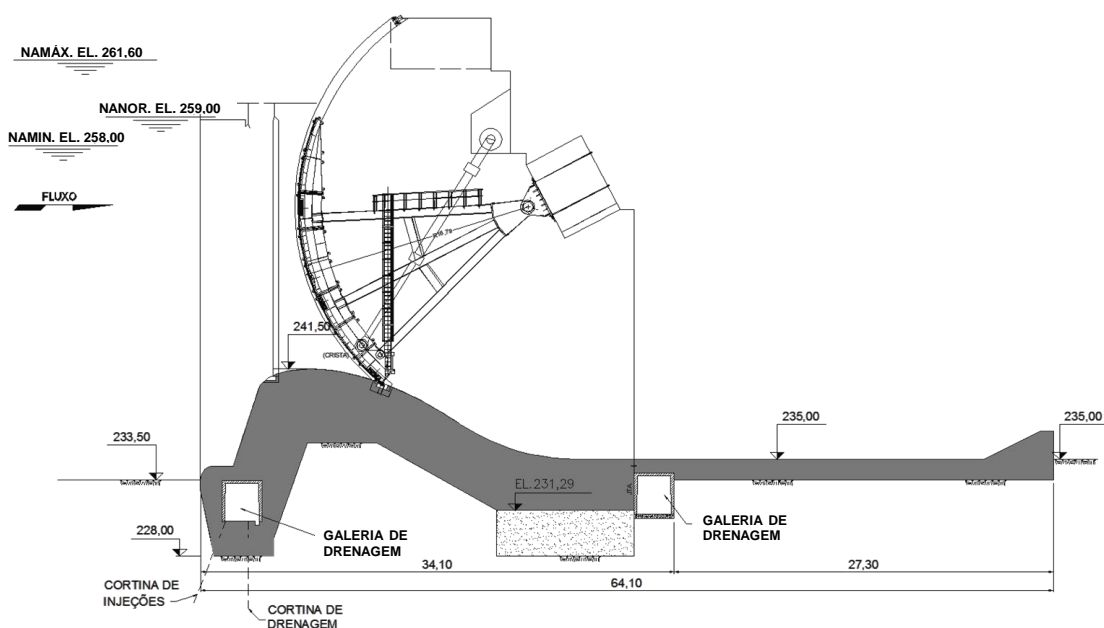
A UHE Baixo Iguaçu foi proposta em 2003, a partir da revisão dos estudos de inventário onde se descartou o eixo da UHE Capanema (queda prevista no inventário original) por conta do impacto sobre o Parque Nacional do Iguaçu. Assim, a cascata do rio Iguaçu passou a ser composta de seis aproveitamentos, sendo que cinco já estão em fase de operação (Foz do Areia, Segredo, Salto Santiago, Salto Osório e Salto Caxias).

A existência de usinas em operação no mesmo rio foi importante para a concepção do projeto. O regime do rio já é conhecido de longa data, e a fundação, um maciço basáltico, não difere das demais usinas da cascata, existindo vários dados disponíveis.

A usina a fio d'água é composta de uma barragem de enrocamento com núcleo de argila, estrutura vertente e casa de força abrigada que conta com três turbinas Kaplan que garantem uma potência instalada de 350 MW.

O vertedouro, unidade de análise deste estudo de caso, é composto por 16 vãos de 21 metros de largura e crista na elevação 241,50 m. Os blocos possuem galeria de drenagem a montante com piso na El. 230,50 m e uma vala de drenagem entre o bloco do vertedouro e a bacia de dissipação. A FIGURA 23 ilustra a seção transversal do vertedouro.

FIGURA 23 – Vertedouro da UHE Baixo Iguaçu



FONTE: Intertechne Consultores (2014).

A geometria desta estrutura foi concebida e adaptada devido a presença de uma junta-falha entre camadas de basalto são na elevação média de 228,00 m, sob o vertedouro. A presença da junta falha exige uma atenção especial do ponto de vista estrutural. A opção da escavação até encontrar a junta falha foram alterações que precisaram ser realizadas para garantir a estabilidade da estrutura sobre uma camada de baixa resistência.

Essa condição geológica desfavorável incita o questionamento sobre qual o nível de segurança do vertedouro, e sobre qual a influência da variabilidade das condições de fundação sobre a estabilidade global do vertedouro.

6.2 CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

A caracterização do maciço rochoso foi realizada por geólogos do projeto a partir das informações extraídas de sondagens realizadas na zona de implantação do vertedouro e no leito do rio Iguaçu, nas etapas de estudo de viabilidade, projeto básico e executivo, além de ensaios de laboratório.

A FIGURA 24 apresenta o mapa geológico local com indicação das sondagens realizadas sobre a projeção do arranjo geral da usina. Segundo

Intertechne (2014), a UHE Baixo Iguaçu está inserida no contexto geológico da Bacia do Paraná, mais precisamente sobre os derrames basálticos da Formação Serra Geral. Estes derrames sucessivos (D1, D2, ..., Dn) são constituídos por rochas predominantemente basálticas e geometria horizontalizada. Os derrames basálticos são constituídos por níveis de brecha basáltica e basalto vesículo-amigdaloidal na base e topo, e por basaltos densos na região central do derrame.

A TABELA 16 apresenta as profundidades atingidas pelas sondagens na região do vertedouro. As sondagens rotativas SR-01, SR-02, SR-03, SR-06 e SR-08 são originárias da etapa de viabilidade, e SR-201, SR-202A e SR-208 foram executadas durante o projeto básico consolidado.

A descrição da sondagem SR-06 encontrou uma trecho de rocha muito fragmentada e de alta permeabilidade. Observa-se também que em algumas sondagens ocorre uma pequena camada de rocha alterada de até 0,60 m antes de atingir o topo de rocha sã.

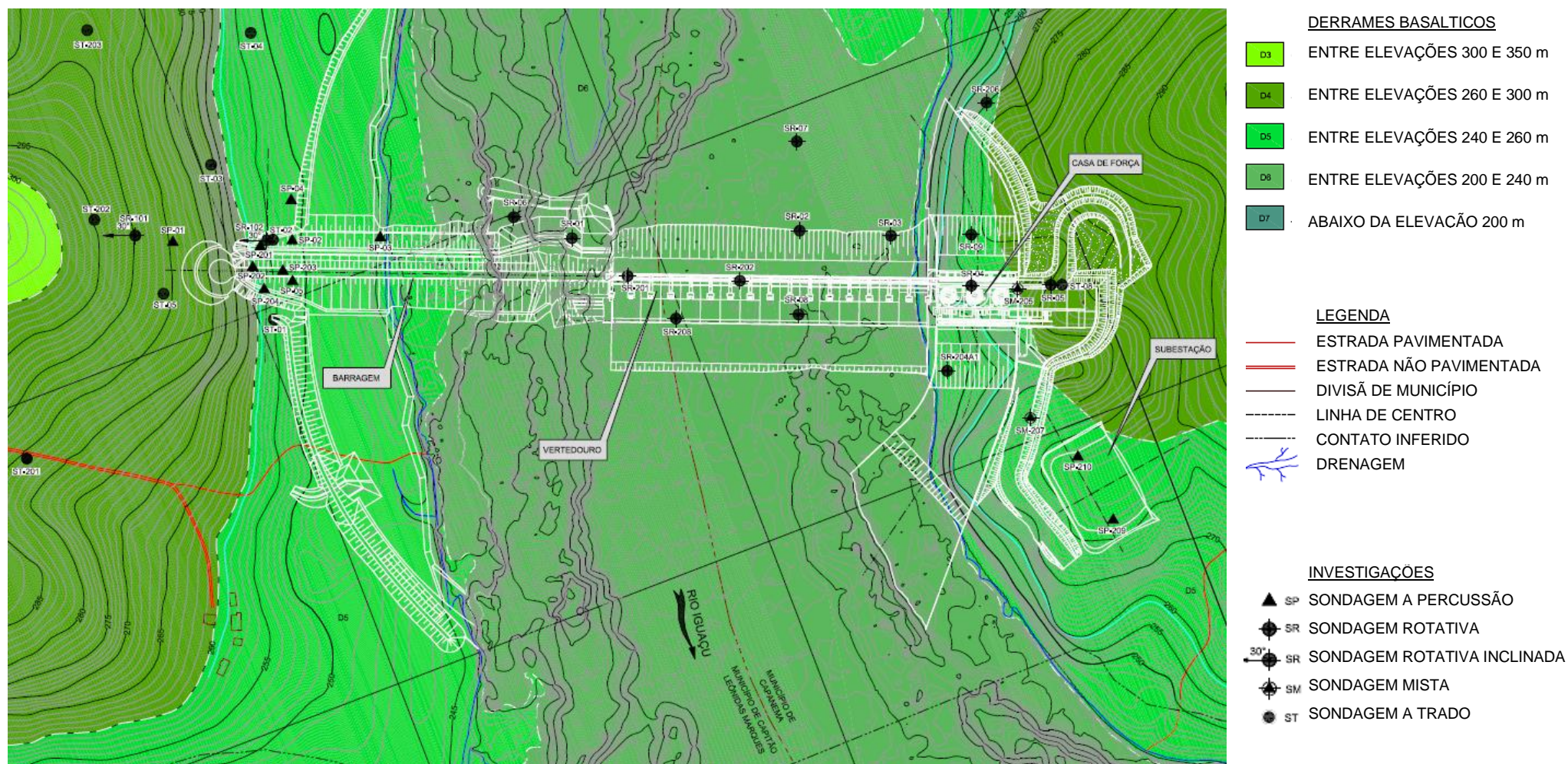
TABELA 16 – Registro das Investigações na Região do Vertedouro

	Sondagem	Cota de Boca (m)	Lâmina d'água (m)	Cota Topo Rocha Alterada (m)	Espessura de Rocha Alterada (m)	Cota Topo Rocha Sã (m)	Cota Final (m)	Comprimento Total Perfurado (m)
Viabilidade	SR-01	238,86	2,90	-	-	238,86	232,49	6,37
	SR-02	241,00	1,81	241,00	0,60	240,40	234,76	6,24
	SR-03	240,49	1,08	240,49	0,22	240,27	234,43	6,06
	SR-06	233,50	9,37	233,50	1,72	231,78	226,80	6,70
	SR-08	240,55	1,48	240,55	0,37	240,18	234,49	6,06
Projeto Básico Consolidado	SR-201	241,62	2,05	-	-	241,62	216,48	25,14
	SR-202A	240,87	1,53	-	-	240,87	215,17	25,70
	SR-208	242,05	1,25	-	-	242,05	217,00	25,05

FONTE: INTERTECHNE (2014)

Somando-se a análise das sondagens do Projeto Básico Consolidado as rochas apresentam-se sãs (com baixo grau de alteração) e no geral pouco fraturadas, sendo observadas intercalações de níveis mais fraturados, especialmente entre as elevações 226,00 e 230,00 m, onde o fraturamento é muito elevado.

FIGURA 24 – Mapa geológico local e indicação das sondagens realizadas



FONTE: INTERTECHNE, (2014).

6.2.1 Identificação da Junta-Falha

A junta-falha identificada pelas sondagens consiste de uma zona de fraturamento sub-horizontal caracterizada por uma condutividade hidráulica elevada, conforme constatado nos ensaios de perda d'água sob pressão realizados nas sondagens (SR-06, SR-201, SR-202, SR-204A, SR-205, SR-207 e SR-208), enquanto no restante do maciço a condutividade hidráulica é baixa (H1).

A caracterização dos testemunhos é realizada, em geral, utilizando parâmetros relativos ao maciço rochoso: coerência (C) e alteração mineralógica (A); relativos às descontinuidades: fraturamento (F), preenchimento (P), rugosidade da superfície (S) e inclinação das descontinuidades; e parâmetros relativos à condutividade hidráulica (H) e recuperação (RQD). A cada parâmetro são atribuídos índices, normalmente entre 1 e 5, onde 1 representa a melhor condição possível, por exemplo, baixa alteração, A1, ou condutividade hidráulica muito baixa, H1, enquanto o índice 5 representa características geomecânicas longe das ideais, como por exemplo, superfície lisa ao tato, S3, ou ainda para rocha fragmentada e zonas cisalhadas, F5.

A TABELA 17 compila os parâmetros diagnosticados para os trechos em que a junta-falha foi identificada nas sondagens da região do vertedouro. Observa-se que os trechos nos quais se observou elevada vazão, alto grau de fraturamento e baixo percentual de recuperação apresentam espessuras que variam entre 1,11 e 2,0 m, sendo que não necessariamente todo o trecho corresponde à junta-falha.

Os materiais presentes ao longo do plano da descontinuidade são constituídos, basicamente, por fragmentos de rocha intercalados com material incoerente (silto-arenoso, argilo-siltoso) distribuídos de forma heterogênea. Não foram encontrados sinais de estrias de cisalhamento nos materiais da junta-falha.

TABELA 17 – Características da região da junta-falha

Investigação	Elevação média (m)	Trecho (m)	Parâmetros geomecânicos no trecho:					
			K (cm/s)			Grau de Fraturamento	Recuperação	
LEITO DO RIO	SR-06	229,785	1,11		H5	Vazão Total	F4/F5	100%
	SR-201	228,97	1,7	2.10^{-4}	H4	Elevada Vazão	F4/F5	74%
	SR-208	228,55	2,0	7.10^{-3}	H5	Vazão Total	F3/F4	84%
	SR-202	227,02	1,7	8.10^{-3}	H5	Vazão Total	F2/F3/F5	83%
MARGEM ESQUERDA	SR-204A1	226,84	1,8	$5,5.10^{-3}$	H5	Vazão Total	F3	91%
	SM-205	226,53	1,8	1.10^{-3}	H5	Vazão Total	F3	88%
	SM-207	225,28	1,0	5.10^{-4}	H4	Vazão Total	F5	72%

FONTE: INTERTECHNE (2014)

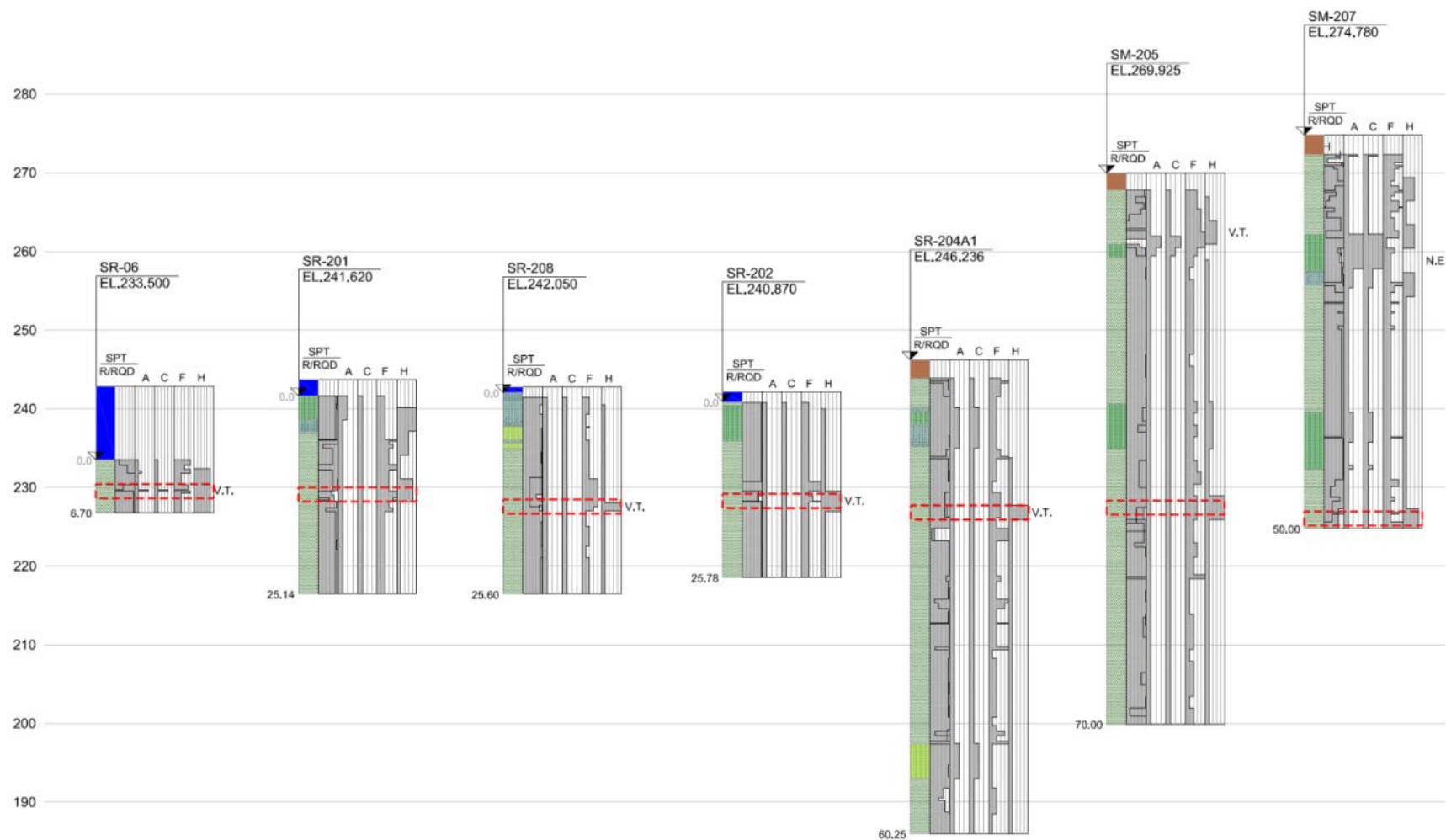
Na FIGURA 25 apresenta fotos da junta-falha, e na FIGURA 26 é possível visualizar a continuidade da junta-falha sobre toda a região de fundação do vertedouro.

FIGURA 25 – Imagens da junta-falha durante as escavações



FONTE: INTERTECHNE (2016).

FIGURA 26 – Perfis das sondagens com identificação do trecho de Junta-Falha

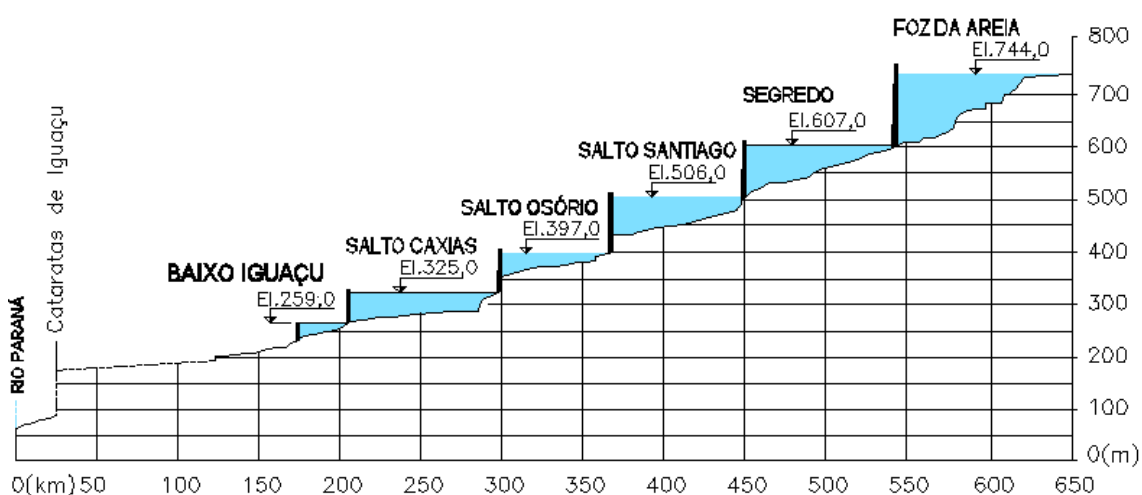


FONTE: INTERTECHNE, (2014).

6.3 FAIXA DE OPERAÇÃO DA USINA E DEFINIÇÃO DE NÍVEIS D'ÁGUA

Durante as etapas de estudo de viabilidade e projeto básico foram realizados estudos hidrológicos com o objetivo de determinar as vazões de projeto, máximas e mínimas para a UHE Baixo Iguaçu. A última atualização do estudo realizada considerou uma metodologia regional levando em conta os registros de diversos postos fluviométricos, e o regime de operação das demais usinas do rio Iguaçu, conforme ilustrado na FIGURA 27.

FIGURA 27 – Divisão de quedas do Rio Iguaçu



FONTE: INTERTECHNE, (2014).

As vazões instantâneas máximas anuais definidas para o estudo são apresentadas na TABELA 18. A Cheia Máxima Provável – CMP, é equivalente à vazão de projeto da UHE Salto Caxias, corrigida pela área de drenagem. Essa vazão refere-se à CMP amortecida pelos reservatórios de montante. É importante ressaltar que o valor da cheia decamilenar é superior à CMP devido à revisão dos estudos hidrológicos realizados em 2014, após a ocorrência de uma cheia excepcional.

TABELA 18 – Vazões instantâneas máximas por tempo de recorrência (TR)

TR (anos)	Vazão Afluente (m³/s)
2	8.211
2,33	9.071
5	13.384
10	17.304
25	22.485
50	26.404
100	30.323
300	36.535
500	39.423
1.000	43.343
10.000	56.362
CMP	53.585

FONTE: INTERTECHNE (2014).

A casa de máquinas da UHE Baixo Iguaçu está projetada para uma vazão de engolimento máxima de 2.598 m³/s, que corresponde à vazão unitária nominal máxima de 866 m³/s. A vazão turbinada mínima corresponde a aproximadamente um terço da vazão nominal de uma turbina, 255 m³/s, enquanto a vazão ecológica, que representa a vazão efluente mínima, é de 200 m³/s (Intertechne, 2014).

Assim, a faixa de vazões afluentes foi considerada variando de 200 a 56.362 m³/s.

Para determinação da probabilidade de ocorrência das vazões afluentes faz-se necessária a divisão em dois grupos: o primeiro referente à vazões de cheia para as quais a probabilidade anual de ocorrência é função direta do tempo de recorrência determinado nos estudos hidrológicos, e um segundo grupo que inclui as vazões menores que a vazão turbinada, onde a probabilidade de ocorrência é função do regime do rio.

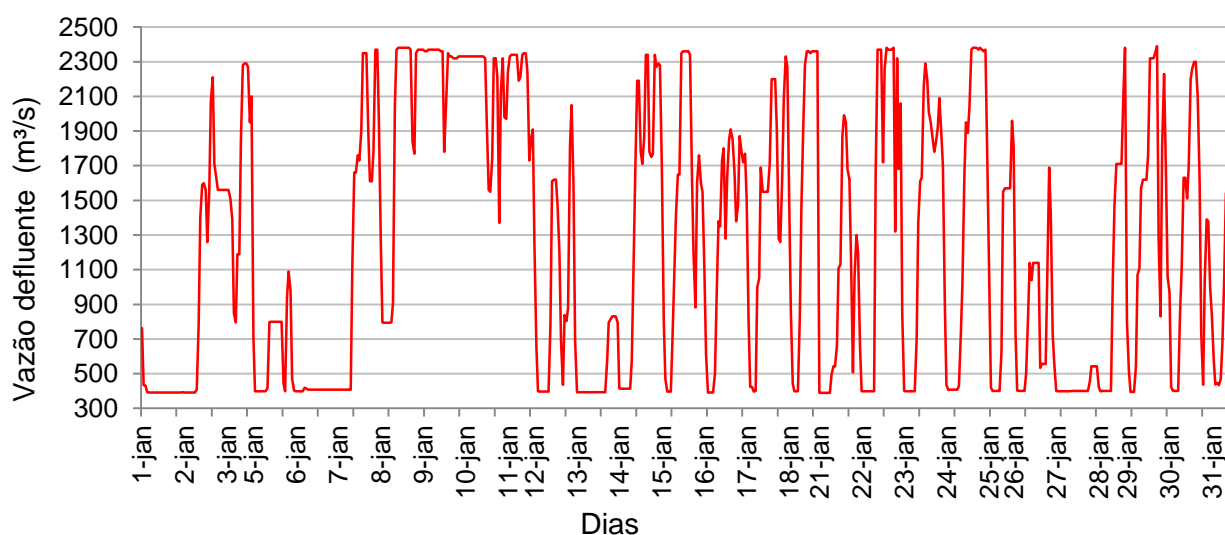
No caso da UHE Baixo Iguaçu, a vazão afluente na UHE depende da operação conjunta de toda a cascata, com os reservatórios trabalhando de maneira a maximizar o ganho energético e amortecer as cheias da bacia.

Devido à proximidade entre os dois últimos aproveitamentos do rio Iguaçu, a vazão defluente da UHE Salto Caxias, acrescida da contribuição dos

cerca de 30 Km que separaram os eixos, corresponde a vazão afluyente em Baixo Iguaçu.

O gráfico apresentado na FIGURA 28 mostra a variação das vazões defluentes da UHE Salto Caxias ao longo do mês de Janeiro de 2014, dados estes obtidos diretamente da COPEL, que disponibiliza online o monitoramento hidrológico em tempo real ao longo do rio Iguaçu (COPEL, 2016). É possível que notar que pontualmente em algumas horas do dia e durante os finais de semana a vazão defluente fica próxima aos 400 m³/s.

FIGURA 28 – Monitoramento da vazão defluente da UHE Salto Caxias



FONTE: COPEL, (2016).

Assim, devido à constância de ocorrência de vazões “baixas” foi considerado que para o intervalo de 200 a 2.598 m³/s a probabilidade anual de ocorrência é de 100%.

Para vazões de cheia, os estudos hidrológicos realizados relacionam cada vazão a um risco de ocorrência ou excedência traduzido pelo tempo de Recorrência, que quando se trata de risco anual ($n = 1$) é o inverso da probabilidade de uma determinada cheia ocorrer ou ser ultrapassada em um ano qualquer. Dessa maneira pode-se expressar a probabilidade de ocorrência de uma determinada vazão ao longo de n de um período de “ n ” anos conforme a EQUAÇÃO 41.

$$Risco\ assumido = p_{excedência} = 1 - \left(1 - \frac{1}{TR}\right)^n \quad (41)$$

Por se tratar de uma usina a fio d'água, via de regra, a vazão afluyente na UHE Baixo Iguaçu é aproximadamente igual à vazão defluyente e, a montante, o nível de água mínimo é igual ao nível de água normal – 259,00 m.

A vazão de projeto do vertedouro da UHE Baixo Iguaçu é 53.585 m³/s (CMP) associada à sobrelevação 2,60 m no nível de água de montante. Deste modo, para a passagem da CMP, o nível de água máximo *maximorum* é de 261,60 m. Para as demais vazões de cheia os níveis de água de montante podem ser determinados pela curva de descarga do vertedouro e são apresentados mais adiante na TABELA 19.

Os níveis de água a jusante do vertedouro foram determinados durante a etapa de projeto considerando a contenção do ressalto hidráulico dentro da bacia de dissipação do vertedouro (INTERTECHNE, 2014). No entanto, os níveis calculados são de valores teóricos para a operação do vertedouro e não consideram a operação conjunta com a casa de força.

A estimativa mais precisa dos níveis foi realizada no Modelo Hidráulico Reduzido, no Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza – CEHPAR. Estudos finalizados até o final do ano de 2016 em modelo geral (ilustrado na FIGURA 29) e seccional para diferentes vazões, permitiram o ajuste dos níveis de jusante.

FIGURA 29 – Ilustração do Modelo Hidráulico Reduzido



FONTE: Imagem cedida por Intertechne.

Os níveis de água de jusante para diferentes vazões do estudo estão apresentadas na TABELA 19. Extrapolando os resultados do modelo reduzido, foi adotado como simplificação que, independente da forma de operação (apenas a casa de força ou vertedouro operando ou operação conjunta), não há mudança significativa nos níveis de jusante, sendo que estes são função apenas da vazão afluente.

TABELA 19 – Probabilidade de excedência e níveis d'água para as vazões afluentes estudadas

Vazão Afluente (m³/s)	TR (anos)	Prob. Anual de Excedência	NA Montante (msnm)	NA Jusante (msnm)
200	-	1,0	259,0	241,14
573	-	1,0	259,0	241,59
1.048	-	1,0	259,0	242,10
2.598	-	1,0	259,0	243,06
5.281	1,2	8,4E-01	259,0	244,38
22.485	25	4,0E-02	259,0	249,51
35.090	232	4,3E-03	259,0	253,18
43.343	1.000	1,0E-03	259,0	255,48
47.481	2.079	4,8E-04	260,0	256,80
49.742	3.102	3,2E-04	260,6	257,27
53.585	6.121	1,6E-04	261,6	257,92
56.362	10.003	1,0E-04	262,31	258,50

FONTE: O autor (2017).

As vazões apresentadas descrevem o intervalo máximo de operação da usina, partindo de uma vazão afluente mínima de 200 m³/s, igual a vazão ecológica, até a vazão com TR 10.000 anos, superior à cheia de projeto (CMP – 53.585 m³/s).

7. METODOLOGIA

7.1 CARACTERIZAÇÃO GERAL DA PESQUISA

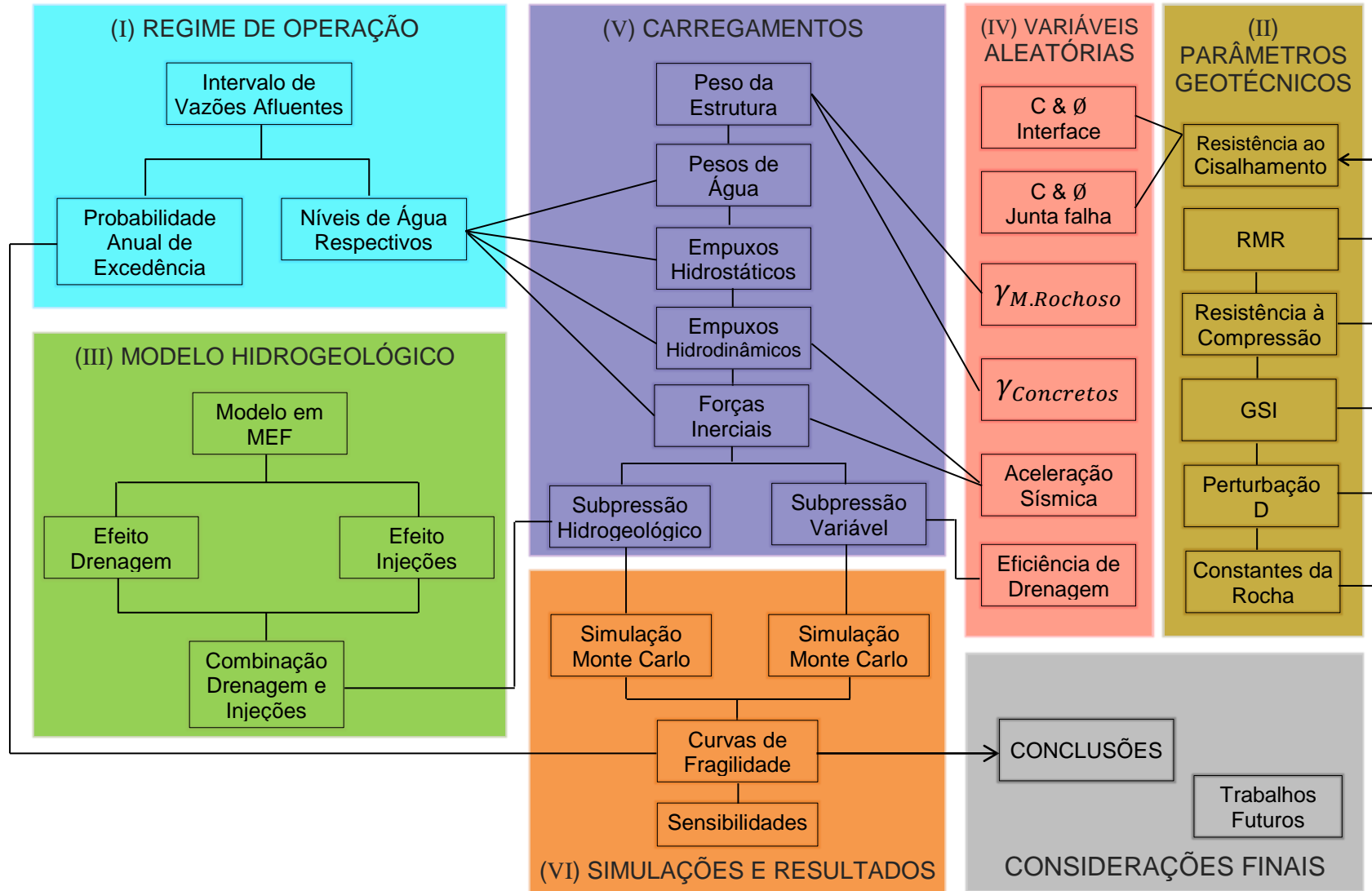
O presente trabalho contribui para a área de Segurança de Barragens utilizando como método de pesquisa um estudo de caso com o objetivo de avaliar o nível de segurança de estruturas de concreto, através da avaliação da probabilidade de falha devido ao deslizamento.

Para tanto, a pesquisa compreende etapas de coleta e geração de dados com o objetivo de subsidiar as análises realizadas e posteriormente as simulações propriamente ditas. De maneira a simplificar o entendimento do fluxo de trabalho, o desenvolvimento da pesquisa pode ser dividido em seis (6) blocos de análise principais.

- I. O primeiro refere-se às características de operação da usina estudada, regime do rio e obtenção das vazões afluentes e probabilidades de ocorrências de cheias. Como produto dessa análise obtiveram-se os níveis de água na estrutura e as probabilidades de ocorrência das vazões.
- II. No segundo bloco estão as análises das características do maciço rochoso de fundação onde têm-se como produto os parâmetros geotécnicos e frequência de ocorrências dos mesmo.
- III. O terceiro bloco compreende a construção do modelo hidrogeológico para representar a condição de fluxo na presença de cortina de injeções e drenagem. O produto desta etapa é composto por resultados da influência das injeções e da drenagem sobre a subpressão atuante na estrutura.
- IV. A apresentação das variáveis aleatórias e funções de densidade de probabilidade utilizadas no estudo compõem o quarto bloco.
- V. No quinto bloco, são apresentados os carregamentos atuantes na estrutura e interdependência destes com os dados e variáveis apresentadas nos blocos anteriores.
- VI. O sexto bloco compreende as simulações realizadas pelo método de Monte Carlo, tendo como produto a probabilidade de falha da estrutura expressa por curvas de fragilidade, permitindo a discussão dos resultados e conclusões.

A FIGURA 30 apresenta um fluxograma ilustrando o fluxo de trabalho e relações de dependência entre cada bloco de análises.

FIGURA 30 – Fluxograma geral do desenvolvimento da pesquisa



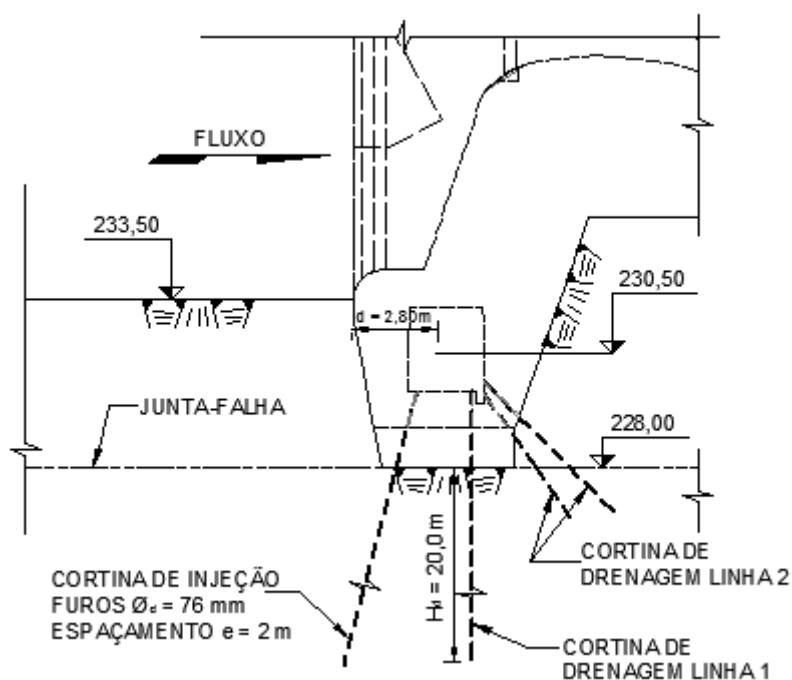
FONTE: O autor (2017).

7.2 CONSTRUÇÃO DO MODELO HIDROGEOLÓGICO

O modelo hidrogeológico foi construído com base nos dados e informações obtidos da caracterização da fundação.

A FIGURA 31 ilustra a geometria do sistema de drenagem e espaçamento entre furos de drenagem.

FIGURA 31 – Esquema e dimensões dos sistemas de drenagem e injeções



FONTE: INTERTECHNE, (2014).

A cortina de injeção é composta de furos exploratórios e primários (de 22 m de comprimento), secundários (de 18 m de comprimento) e terciários de 13 m de comprimento intercalados de modo que o espaçamento entre os furos seja de 2,0 m.

Para a construção do modelo foi utilizado o software comercial, SEEP/W da Geo-Slope (2012), onde foi representada a fundação em basalto homogêneo e isotrópico. A junta-falha foi representada por uma camada de espessura 60 cm de material homogêneo.

Para a representação do efeito da cortina de injeção seguiu-se o procedimento proposto por Andrade (1982) e apresentado no Capítulo 4.2.

Para cada valor de vazão afluyente, e correspondentes níveis de água, foi estimada a subpressão média na boca dos drenos considerando a posição do sistema de drenagem na seção transversal da estrutura, diâmetro e espaçamento dos drenos e dimensões gerais da estrutura. A TABELA 20 apresenta os dados geométricos comuns às análises.

TABELA 20 – Dados básicos para o modelo hidrogeológico

Dados Comuns	Símbolo	Valor	Unidade
Espaçamento entre drenos	A	3,00	m
Diâmetro do dreno	Φ_d	0,075	m
Distância do dreno à face de jusante	b	28,40	m
Distância do dreno à face de montante	d	2,80	m
Cota na boca do dreno	-	230,50	msnm
Largura da base	B	31,20	m
Comprimento da circunferência do dreno	D	0,24	m
Profundidade do dreno	H_{dr}	20,00	m
Fator de forma da linha de dreno	λ	0,82	-
Área de influência dos drenos	A	60,00	m ²
Área lateral do dreno	A_d	4,71	m ²

FONTE: Organizado pelo autor (2017).

Para cada valor de vazão afluyente, a subpressão média na linha de drenos foi calculada conforme a EQUAÇÃO 23 em função dos níveis de água de montante e jusante e das características geométricas da estrutura. Em seguida determinou-se o gradiente hidráulico para cada valor de vazão afluyente com o intuito de determinar a vazão a ser captada pelos drenos a partir da equação de Darcy.

Assumindo a premissa que a vazão determinada passará totalmente pelos drenos, foi possível estimar a permeabilidade média na região dos drenos a ser considerada na modelagem por elementos finitos.

A TABELA 21 apresenta os parâmetros do modelo hidrogeológico calculados.

TABELA 21 – Determinação dos parâmetros hidrogeológicos

Vazão Afluente (m³/s)	Subpressão Média na Linha de Dreno $S_d = \frac{b \cdot d \cdot \lambda \cdot \overline{CD} + H_m \cdot b + H_j \cdot d}{b \cdot d \cdot \lambda + c}$ (mca)	Gradiente Hidráulico $i = \left(\frac{H_m - S_d}{d}\right) - \left(\frac{S_d - H_j}{b}\right)$	Vazão Captada $Q = K_x \cdot i \cdot A$ (l/min.)	Perm. Região dos drenos $k_d = \frac{Q_d}{i \cdot A_d}$ (m/s)
200	239,48	6,68	2,40	1,273E-06
573	239,49	6,69	2,41	
1.048	239,50	6,70	2,41	
2.598	239,53	6,72	2,42	
5.281	239,57	6,75	2,43	
22.485	239,72	6,88	2,48	
35.090	239,83	6,97	2,51	
43.343	239,90	7,02	2,53	
47.481	240,22	7,29	2,62	
49.742	240,40	7,44	2,68	
53.585	240,71	7,69	2,77	
56.362	240,93	7,87	2,83	

FONTE: O autor (2017).

De posse dos dados básicos foi iniciada a modelagem por elementos finitos. Conforme ilustrado na FIGURA 32, o maciço basáltico foi representado como um material homogêneo isotrópico. A junta-falha foi representada como uma camada de material homogêneo e isotrópico de espessura de 40 cm

A representação das duas linhas de furos de drenagem foi feita por um material de permeabilidade reduzida, calculada conforme descrito anteriormente, com profundidade de 20 m e 5 m, respectivamente.

Assim como os demais materiais, a cortina de injeções também foi representada por um material homogêneo isotrópico. A permeabilidade do material foi determinada com base na literatura especializada (GUTSTEIN, 2011; LEVIS, 2006).

Na TABELA 22 é apresentado um resumo da condutividade hidráulica dos materiais empregados no modelo.

TABELA 22 – Condutividade hidráulica dos materiais

Modelo Constitutivo	Material	Permeabilidade (m/s)
Homogêneo, isotrópico e totalmente saturado.	Basalto	1,00E-07
	Junta-Falha	5,50E-05
	Cortina de Drenagem	1,27E-06
	Cortina de Injeções	1,00E-09

FONTE: O autor (2017).

Para análise da percolação pela fundação do vertedouro, a consideração dos níveis d'água de montante e jusante da estrutura foi feita com a imposição da condição de contorno de carga hidráulica total na superfície livre da montante e jusante.

Os drenos verticais e inclinados da galeria foram simulados pela imposição da carga hidráulica média na boca do dreno (S_d), e pela permeabilidade equivalente aplicada na área dos drenos.

A estimativa da carga hidráulica média na galeria de jusante foi realizada em função da concepção da calha do vertedouro que foi projetado com um respiro ligado à galeria de jusante na El. 244,00, limitando a atuação para maiores níveis de jusante.

A TABELA 23 resume as condições de contorno utilizadas no modelo. Para cada faixa de vazão afluente as condições de contorno foram ajustadas conforme os níveis de água e carga hidráulica calculada para as galerias de drenagem.

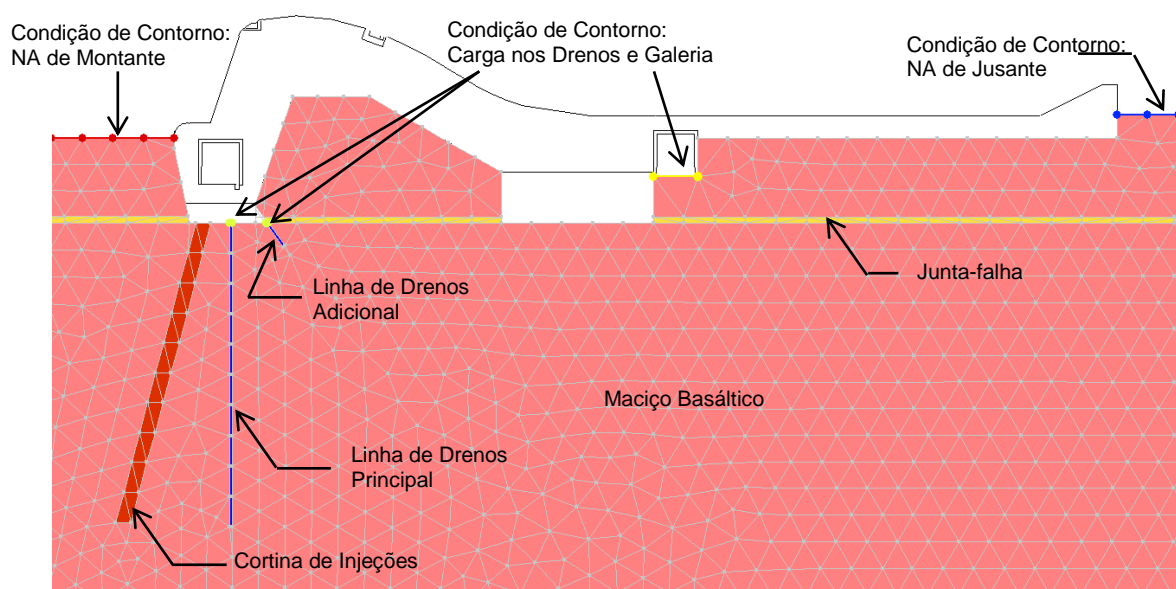
TABELA 23 – Condições de contorno

Tipo	Condição aplicada
Nível de Água	Nível de Água de Montante
	Nível de Água de Jusante
Carga hidráulica	Carga na boca dos drenos
	Carga na galeria de jusante

FONTE: O autor (2017).

Para a discretização do modelo computacional foi utilizada uma malha de elementos triangulares de lados iguais a 1,0 metro e imposta a condição de compatibilização dos nós com restante da malha em todos os materiais simulados com o objetivo de garantir a representação de todos os materiais, tal como, a junta-falha que possui espessura menor que 1,0 m.

FIGURA 32 – Modelo hidrogeológico: malha, materiais utilizados e condições de contorno



FONTE: O autor (2017).

7.3 METODOLOGIA DE ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DA CORTINA DE INJEÇÃO E SISTEMA DE DRENAGEM E DETERMINAÇÃO DA SUBPRESSÃO

Conforme citado, os critérios e recomendações nacionais e internacionais propõem metodologias de estimativa da subpressão atuante sob a estrutura levando em consideração a eficiência do sistema de drenagem.

É sabido, também, que a ocorrência da subpressão independe da permeabilidade do meio (COSTA, 2012; CRUZ,1996). Assim, as injeções de impermeabilização não são levadas em conta diretamente nestes métodos simplificados de estimativa da subpressão.

O modelo hidrogeológico, que permite simular individualmente o efeito da drenagem e injeções, foi utilizado para a estimativa da distribuição da subpressão sob a estrutura do vertedouro.

Foram simuladas seis (6) condições diferentes para cada vazão afluyente utilizada neste estudo. As condições analisadas são listadas a seguir:

- Condição 1: Caso base, sem consideração da drenagem e injeções;
- Condição 2: Consideração apenas dos furos de injeção;
- Condição 3: Consideração apenas da cortina de drenagem a montante;
- Condição 4: Consideração da cortina de drenagem e galeria de drenagem a jusante;
- Condição 5: Consideração da cortina de drenagem, furos de injeção e galeria de drenagem a jusante;
- Condição 6: “Caso de Projeto”, consideração de 2/3 de efetividade dos drenos, furos de injeção e galeria de drenagem a jusante.

Essa análise permitiu, mesmo de maneira teórica, isolar o efeito das injeções (Condição 2) e cortina de drenagem (Condição 3) e compará-los a uma opção sem nenhum tratamento (Caso Base – Condição 1).

As Condições 4 e 5 se diferem apenas pela consideração das injeções, com o objetivo de verificar sua influência sobre a distribuição da subpressão.

A Condição 6, denominado Caso de Projeto, considera ineficiência parcial da cortina de drenagem sendo que apenas 66,6% dos drenos continuam efetivos. Para simular este efeito de ineficiência de drenos, foi considerado que a cada três drenos, um está obstruído afetando assim o valor de espaçamento médio em drenos operantes.

7.4 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Para obtenção de parâmetros geotécnicos foi utilizado o modelo de Hoek-Brown, descrito no Capítulo 3.3. A TABELA 24 apresenta a classificação do maciço rochoso de acordo com o RMR - *Rock Mass Rating*.

TABELA 24 – Classificação RMR do Maciço Rochoso da UHE Baixo Iguaçu

Material	RMR
Basalto	63
Brecha Basáltica	70

FONTE: INTERTECHNE (2014)

Os dados de alimentação do modelo de Hoek-Brown estão listados a seguir.

- Resistência à Compressão da Rocha Intacta: Os resultados de resistência à compressão foram obtidos de um trecho intacto do testemunho recuperado das sondagens rotativas. Em razão do conhecimento prévio da região e do basalto de fundação não foram realizados muitos ensaios. A média dos resultados de resistência a compressão foi de 130 MPa para basalto e 40 MPa para brecha basáltica.
- *Geological Strength Index* – GSI: Calculado com base na classificação RMR (TABELA 24) pela relação direta $GSI = RMR - 5$. Os limites do intervalo de valores de GSI utilizados no modelo foram de 58 a 65.
- Constante da rocha intacta – m_i : De acordo com a TABELA 6, para basalto foi utilizado m_i igual a 25, enquanto para a brecha basáltica m_i de 19.
- Fator de perturbação – D : Fator que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi submetido. Foi adotado $D = 1$ que significa maciço muito perturbado.
- Módulo de Elasticidade da Rocha Intacta – E_i : Baseado nos ensaios realizados e bibliografia (EPRI, 1992; MARQUES FILHO, 1986; COSTA; 2012) foi adotado módulo de elasticidade 65 e 25 GPa para o basalto e brecha basáltica, respectivamente.
- Tensão confinante – $\sigma_{3m\acute{a}x}$: Para estimar a tensão confinante na base da estrutura, foi realizada uma análise simplificada de tensões conforme descrito no Capítulo 4.4.5. Essa análise permitiu estimar as tensões na base para diversos casos de carregamento obtendo assim o valor máximo de 0,45 MPa durante a etapa de construção e mínimo 0,18 MPa durante a operação com níveis de água atingindo o máximo *maximorum*. Os cálculos dessas tensões estão apresentados nas memórias de cálculo do projeto básico da UHE Baixo Iguaçu obtidos de Intertechne (2014).

De posse de todos os dados de entrada do modelo de Hoek-Brown foi utilizado o software RocLab 1.0 (ROCSCIENCE, 2002), parametrizando os

resultados de coesão e ângulo de atrito do maciço do critério de Mohr-Coulomb em função dados de entrada.

A TABELA 25 resume os intervalos de valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito para o basalto e brecha basáltica.

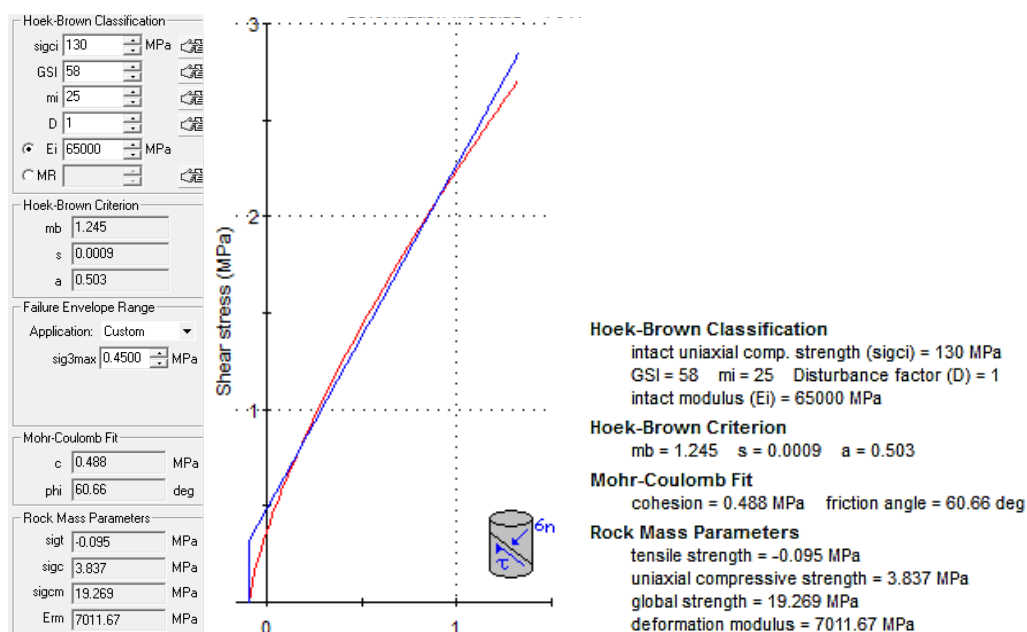
TABELA 25 – Intervalo de valores dos parâmetros geotécnicos do maciço rochoso

Parâmetro Mohr-Coulomb	Basalto		Brecha Basáltica	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Coesão (KPa)	396	588	270	347
Ângulo de Atrito (°)	60,6	64,8	54,3	59,5

FONTE: O autor (2017).

A conversão da envoltória de resistência não-linear (tensão principal x tensão confinante) na envoltória linear de Mohr-Coulomb é uma aproximação contida no modelo de Hoek-Brown e permite que o usuário trabalhe com os parâmetros geotécnicos com os quais está mais familiarizado, facilitando a interpretação e comparação com a bibliografia especializada. A FIGURA 33 apresenta um exemplo ilustrando a curva de tensões e a reta equivalente para uma das condições simuladas.

FIGURA 33 – Envoltória não-linear de Hoek-Brown (vermelho) e linear de Mohr-Coulomb (azul) (RocLab v.1.0)



FONTE: O autor (2017).

É importante ressaltar que o modelo de Hoek-Brown permite obter outros parâmetros tais como constantes do maciço e módulo de elasticidade. No entanto, para o escopo deste trabalho faz-se necessários apenas os parâmetros resistentes: intercepto coesivo e ângulo de atrito.

7.5 VARIÁVEIS ALEATÓRIAS ANALISADAS

O número de variáveis aleatórias utilizadas na simulação de Monte Carlo é diretamente proporcional à complexidade e ao tempo de processamento de cada simulação.

Neste estudo foram utilizadas nove (9) variáveis aleatórias, assumindo que inicialmente elas não são correlacionadas conforme exigido pelo método. As variáveis são listadas a seguir:

- Peso específico do concreto massa/CCR;
- Peso específico do concreto convencional;
- Peso específico do maciço rochoso;
- Eficiência de drenagem;
- Aceleração sísmica;
- Coesão da interface concreto-maciço rochoso;
- Ângulo de atrito da interface concreto-maciço rochoso;
- Coesão no plano de deslizamento (junta-falha);
- Ângulo de atrito no plano de deslizamento (junta-falha).

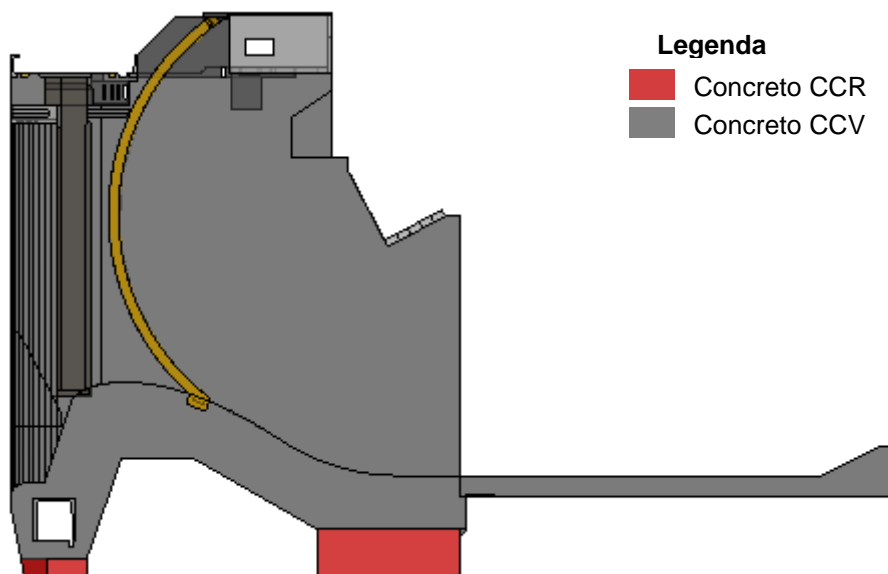
Algumas das variáveis apresentam um grau de variabilidade e incerteza maior devido à escassez de dados ou à imprevisibilidade do efeito (eficiência de drenagem ou ângulo de atrito, por exemplo). Para essas variáveis recomenda-se a utilização de coeficientes de variação (relação entre o desvio padrão e a média) maiores, conforme apresentado a seguir.

7.5.1 Peso Específico dos Concretos

Os dados de pesos específicos do concreto foram obtidos a partir dos relatórios de controle tecnológico do concreto realizados por empresa especializada subcontratada pela construtora responsável pelas obras.

Os dados são referentes a todo o concreto tipo B-1, B-2 e CCR (ver TABELA 2) produzidos na obra até o mês de Setembro de 2016. Na FIGURA 34 a porção inferior colorida de vermelho representa os volumes de aplicação de CCR. É importante ressaltar que existem outros tipos de concreto, no entanto, estes são utilizados em menor quantidade em pontos específicos, não sendo significativos para esta pesquisa.

FIGURA 34 – Divisão entre as regiões de aplicação de CCR e CCV



FONTE: O autor, 2017.

A TABELA 26 resume os valores de massa específica para cada lote utilizado para determinação dos valores médios e desvio padrão.

TABELA 26 – Extrato do Relatório de Qualidade. Controle tecnológico do concreto – Massa Específica

Dosagem	f_{ck} Projeto	Idade de controle	Valores	Massa Específica (kg/m ³)
B1 (1)	15	180	Média	2.540
			Desvio P.	-
			Nº Amostras	8
B1 (2)	15	180	Média	2.580
			Desvio P.	29
			Nº Amostras	30
B2 (Lote 1)	15	90	Média	2.502
			Desvio P.	30
			Nº Amostras	30
B2 (Lote2)	15	90	Média	2.525
			Desvio P.	20
			Nº Amostras	30
B2 (Lote3)	15	90	Média	2.498
			Desvio P.	14
			Nº Amostras	30
B2 (Lote4)	15	90	Média	2.487
			Desvio P.	16
			Nº Amostras	30
B2 (1)	15	90	Média	2.525
			Desvio P.	23
			Nº Amostras	30
B2 (2)	15	90	Média	2.576
			Desvio P.	-
			Nº Amostras	13
CCR (Lote 1)	8	180	Média	2.651
			Desvio P.	39
			Nº Amostras	30
CCR (Lote 2)	8	180	Média	2.663
			Desvio P.	36
			Nº Amostras	30

FONTE: ODEBRECHT (2016).

Para o concreto convencional – CCV, a partir dos resultados das 201 amostras analisadas foi determinado o valor médio da massa específica de 2.524 kg/m³ e desvio padrão de 39 kg/m³.

Para o concreto compactado com rolo – CCR, a partir dos resultados das 60 amostras analisadas foi determinado o valor médio da massa específica de 2.657 kg/m³ e desvio padrão de 38 kg/m³.

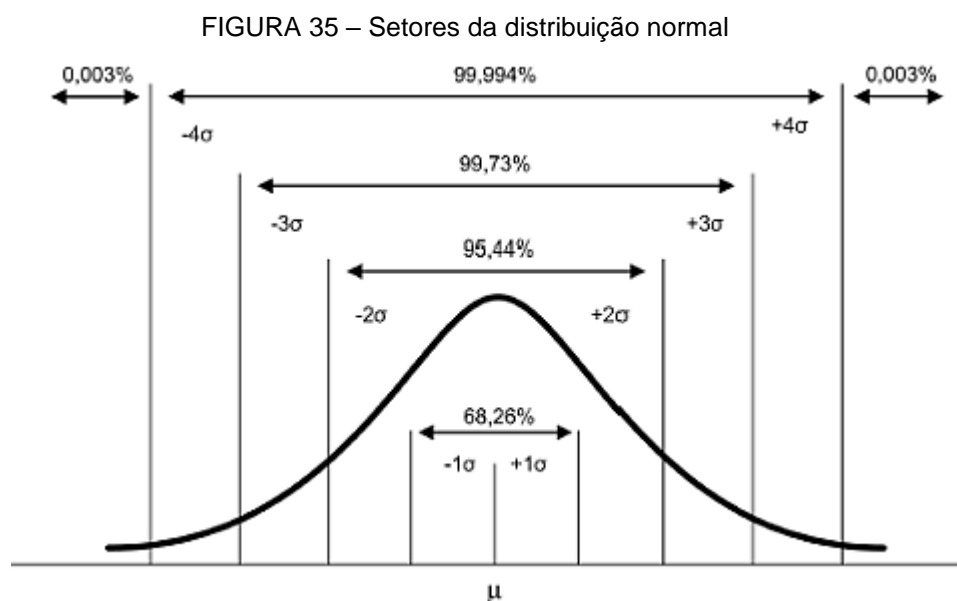
Como se optou por trabalhar no Sistema Internacional, (Newtons e Pascals), os valores médios e de desvio padrão foram transformados considerando a aceleração da gravidade como $9,81 \text{ m/s}^2$.

Para ambos os tipos de concretos os limites máximos e mínimos de peso específico adotados foram de 20 e 28 KN/m^3 , respectivamente.

Conforme proposto por diversos autores tais como García *et. al* (2012); Vieira (2005) e Ruggeri *et. al* (2004), para variáveis aleatórias as quais se conhecem dados de campo e possuem grau de variabilidade relativamente pequeno, e aqui inclui-se o peso específico dos concretos, distribuições de probabilidade mais corriqueiras podem ser utilizadas como a distribuição normal ou log-normal.

Para a representação do peso específico dos concretos adotou-se a distribuição normal.

Os valores limites foram definidos de modo que fosse possível todo o desenvolvimento da cauda da distribuição normal. No entanto, conforme ilustrado na FIGURA 35, 99,73% dos eventos estão dispostos no intervalo entre mais ou menos três desvios padrão e, portanto, os valores limites neste caso são apenas não restritivos.



FONTE: Adaptado de Portal Action (2017).

A TABELA 27 apresenta os parâmetros utilizados para representar a variabilidade no peso específico do concreto.

TABELA 27 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada para o peso específico do concreto

Variável	Unid.	Função de probabilidade	Parâmetros			
			Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Peso Específico CCV	KN/m ³	Normal	24,75	0,39	20	28
Peso Específico CCR	KN/m ³	Normal	26,06	0,38	20	28

FONTE: O autor (2017).

A FIGURA 36 e a FIGURA 37 ilustram a distribuição de probabilidade adotada para as variáveis peso específico do concreto CCV e CCR, respectivamente.

FIGURA 36 – Distribuição normal para a variável peso específico do CCV

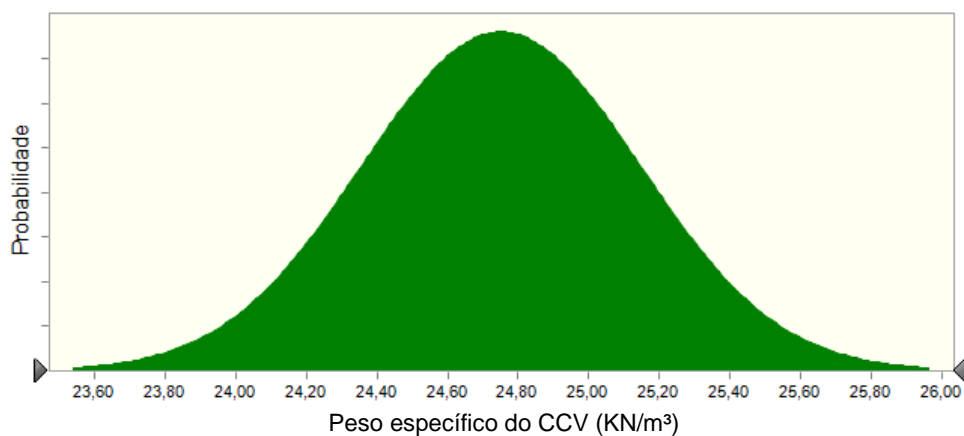
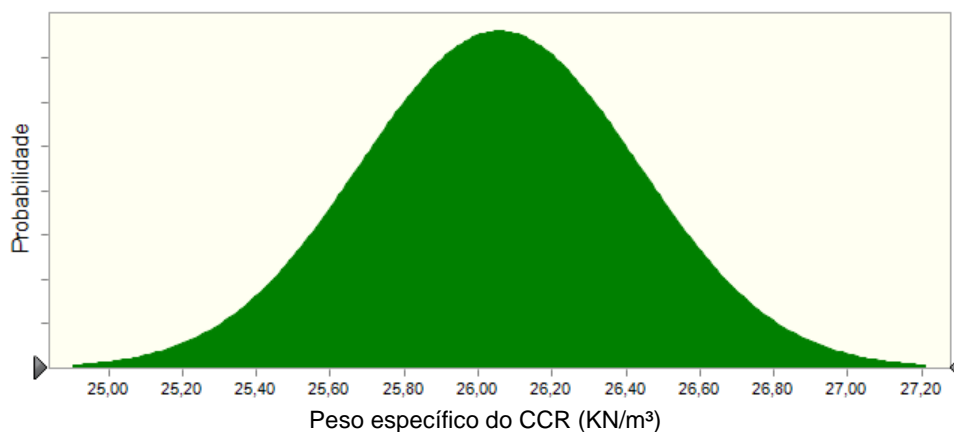


FIGURA 37 – Distribuição normal para a variável peso específico do CCR



FONTE: O autor (2017).

7.5.2 Peso Específico do Maciço Rochoso

O peso específico do maciço rochoso representa a fundação no estado natural e é utilizado para parâmetro de entrada nas análises de estabilidade, que consideram a rocha incorporada sobre o plano de deslizamento considerado na análise.

Para a determinação da distribuição de probabilidades da variável peso específico do maciço rochoso, foi adotado o valor médio de $26,50 \text{ kN/m}^3$, isso porque não foi realizado nenhum ensaio que permitisse a obtenção exata do peso específico do maciço. No entanto, o valor adotado está de acordo com autores como Rocha (1981) e Cruz (1996) ou, mais especificamente, para basaltos são da região do terceiro planalto paranaense, está de acordo com Levis (2006) e Levis (1984).

Para determinação do desvio padrão seguiu-se a recomendação de Westberg (2007), adotando coeficiente de variação de 5,0% em relação a peso específico e conseqüentemente desvio padrão de $1,325 \text{ KN/m}^3$.

O limite máximo de peso específico adotado foi de $29,5 \text{ KN/m}^3$, considerando resultados de ensaios de massa específica do material intacto, ou seja, o maior valor de peso específico é alcançado quando não há fratura ou qualquer tipo de preenchimento, alcançando assim o valor de peso específico do material intacto.

Já o peso específico mínimo adotado foi de $22,0 \text{ KN/m}^3$. Conforme a FIGURA 38, o valor mínimo adotado permitiu o desenvolvimento de toda a cauda inferior do gráfico de distribuição. Enquanto que, para o valor máximo, foi necessária a imposição de um limite superior, respeitando as características físicas do material.

Novamente, devido ao grau de variabilidade relativamente pequeno adotou-se distribuição de probabilidade normal. A TABELA 28 resume os parâmetros utilizados para representar a variabilidade no peso específico do maciço rochoso.

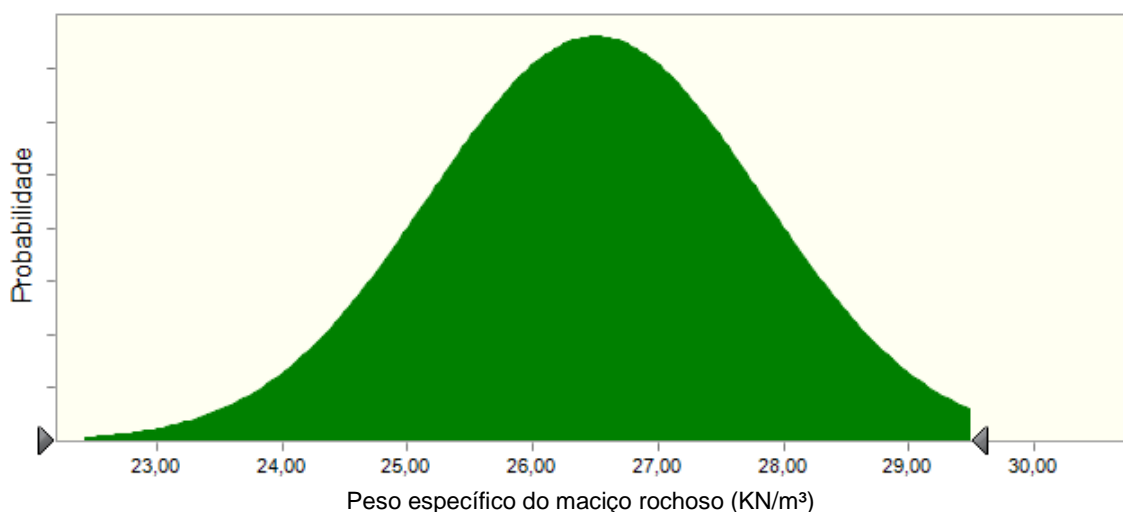
TABELA 28 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada para o peso específico do maciço rochoso

Variável	Unid.	Função de probabilidade	Parâmetros			
			Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Peso Específico Maciço rochoso	KN/m ³	Normal	26,5	1,325	22	29,50

FONTE: O autor (2017).

A FIGURA 38 ilustra a distribuição de probabilidade adotada para a variável: peso específico da rocha de fundação

FIGURA 38– Distribuição normal para a variável peso específico do maciço rochoso



FONTE: O autor (2017).

7.5.3 Eficiência de Drenagem

A eficiência de drenagem tem grande importância na determinação da força desestabilizadora gerada pela subpressão. Conforme já comentado, é o coeficiente de eficiência da drenagem que exprime se há inoperância de drenos e se, por algum motivo, a subpressão é maior ou menor que a situação de cálculo.

A variável eficiência de drenagem, diferentemente das demais variáveis já expostas, não apresenta dados de campo durante a etapa de projeto e possui um alto grau de variabilidade e imprevisibilidade. Devido a estas condições autores como Christian e Baecher (2002) *apud* García *et. al* (2012)

recomendam o uso de distribuições como a uniforme ou triangular com grandes coeficientes de variação.

Neste estudo adotou-se o uma função de probabilidade do tipo triangular considerando a eficiência média de 66,7% (usual nos critérios e recomendações) e limite inferior e superior de 0 e 100%, respectivamente.

A TABELA 29 resume os parâmetros utilizados para representar a variabilidade da eficiência de drenagem.

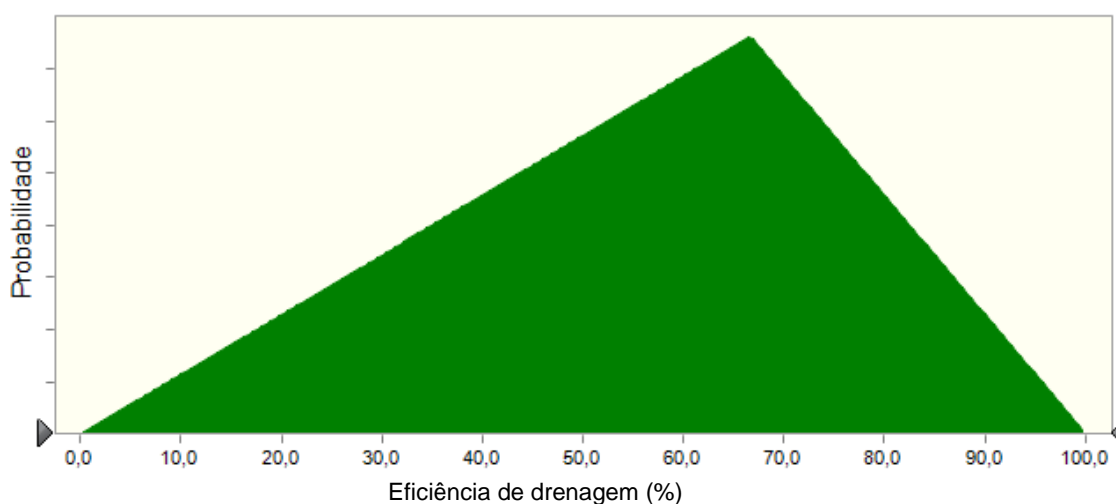
TABELA 29 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada para a eficiência de drenagem

Variável	Unid.	Função de probabilidade	Parâmetros			
			Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Eficiência de drenagem	-	Triangular	0,66	-	0	1,0

FONTE: O autor (2017).

A FIGURA 39 ilustra a distribuição de probabilidade adotada para a variável eficiência de drenagem.

FIGURA 39 – Distribuição triangular para a variável eficiência de drenagem



FONTE: O autor (2017).

É importante ressaltar que a variável eficiência de drenagem foi utilizada em uma das vertentes do estudo. Na outra vertente a eficiência foi considerada fixa com valor de 66,7% e a subpressão decorrente foi determinada pelo modelo hidrogeológico conforme exposto no Capítulo 7.3.

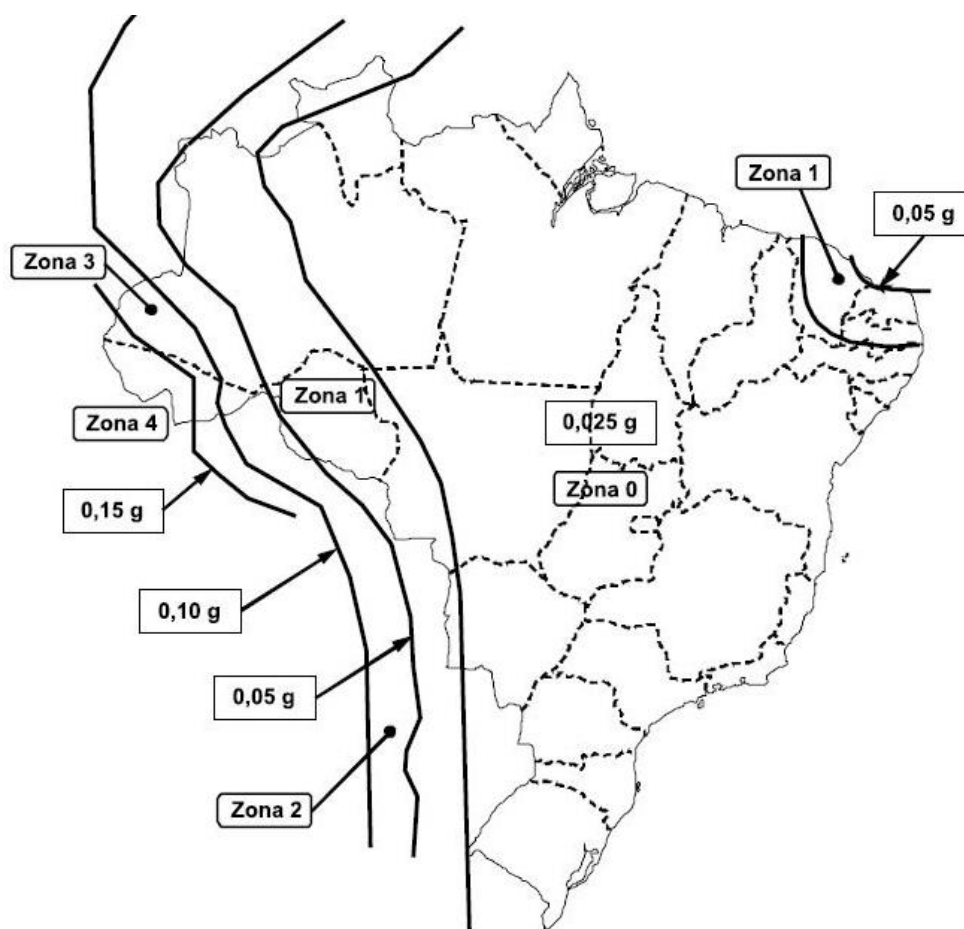
7.5.4 Aceleração Sísmica

A aceleração sísmica é muitas vezes ignorada no projeto de estruturas no Brasil devido ao baixo nível de risco de altos abalos sísmicos e terremotos. No entanto, para estruturas de grande importância e potencial de destruição como barragens e usinas nucleares, por exemplo, o critério de projeto brasileiro exige que haja a consideração de um sismo mínimo de projeto.

A ocorrência da ação sísmica está diretamente relacionada à existência de esforços dinâmicos ou, no caso, pseudo-estáticos, como empuxos hidrodinâmicos e cargas dinâmicas de sedimentos ou aterro.

Conforme ilustrado na FIGURA 40, a região de implantação da UHE Baixo Iguaçu apresenta aceleração horizontal de projeto de 0,025 g, que neste caso corresponde a uma probabilidade de ocorrência de 10% em um período de 50 anos.

FIGURA 40 – Mapa de zonas sísmicas do Brasil e acelerações horizontais correspondentes



FONTE: ABNT NBR 15.421:2006.

Anualizando essa probabilidade de ocorrência, o sismo base de projeto segundo o zoneamento sísmico brasileiro – $a_h = 0,025g$, corresponde a uma probabilidade anual de ocorrência de 0,21% (EQUAÇÃO 41).

Neste caso, para a inserção como uma função de probabilidades foi utilizada a função de Bernoulli, também conhecida como Distribuição Sim-Não, onde a probabilidade do “Sim” foi atribuída como 0,21%. Assim, em caso de “Sim” há a consideração da aceleração sísmica horizontal de $0,025g$ e vertical de $0,015g$, e carregamentos decorrentes, e nos demais casos não há consideração da ação sísmica.

É importante frisar que esta abordagem é restrita ao caso brasileiro, onde não existem estudos de ameaça sísmica. No caso de outros países onde o tema é mais relevante, o estudo de ameaça sísmica é obrigatório para a região de implantação do empreendimento, e, desse documento, se pode obter a distribuição de probabilidade de ocorrência em função da intensidade do sismo.

A TABELA 30 resume os parâmetros utilizados para representar a variabilidade da ação sísmica.

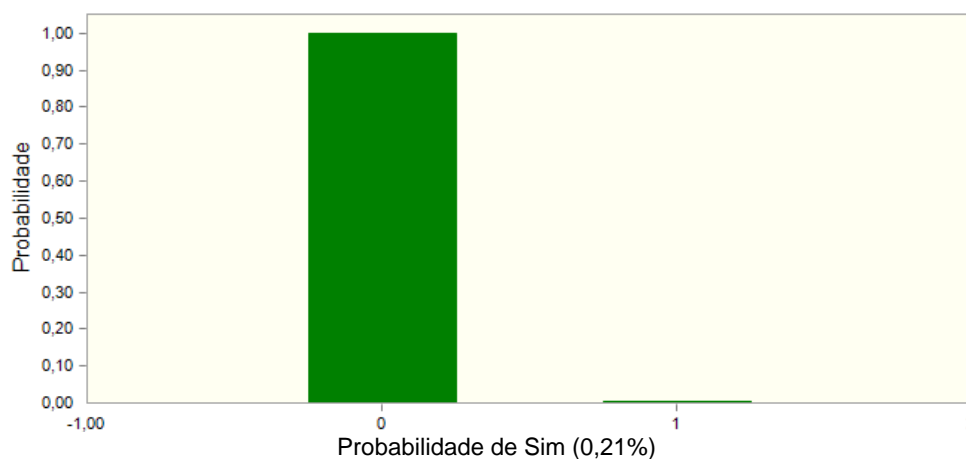
TABELA 30 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada para a ação sísmica

Variável	Unid.	Função de probabilidade	Parâmetros			
			Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Ação sísmica	-	Sim-Não/ Bernoulli	0,0021	-	-	-

FONTE: O autor (2017).

A FIGURA 41 ilustra a distribuição de probabilidade adotada para a variável aceleração sísmica.

FIGURA 41 – Distribuição Sim-Não para a ocorrência da aceleração sísmica



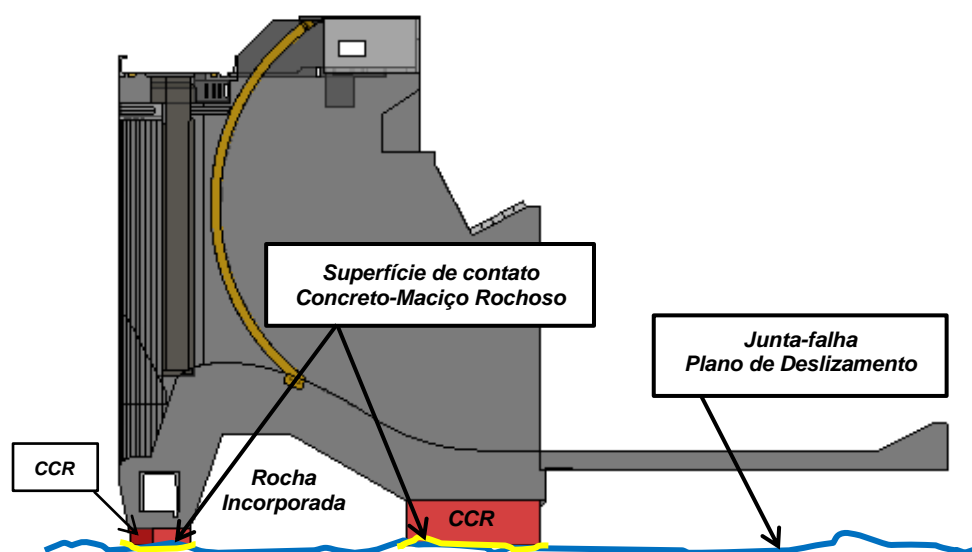
FONTE: O autor (2017).

7.5.5 Coesão e Ângulo de Atrito – Interface Concreto-Maciço Rochoso

Os parâmetros resistentes do maciço rochoso são os responsáveis pela parcela de esforço resistente contra o deslizamento do corpo rígido.

No caso do vertedouro da UHE Baixo Iguaçu, a região de maior resistência é composta pelos dois trechos sobrecavados até a elevação inferior da junta-falha, onde o concreto alcança o maciço rochoso no plano de análise ao deslizamento. A FIGURA 42 ilustra os trechos resistentes e o plano de análise do deslizamento coincidente à junta-falha.

FIGURA 42 – Superfície de contato concreto-maciço rochoso e plano de deslizamento



FONTE: O autor (2017).

Para a coesão da interface concreto-maciço rochoso, optou-se pela distribuição log-normal porque, mesmo podendo atingir valores mais elevados, para o intervalo de tensões alcançadas na base da estrutura e devido a possíveis regiões de menor qualidade, o valor da coesão está frequentemente mais próximo dos valores mínimos e médios. A mesma função foi utilizada nos estudos de García *et. al* (2012) e Westberg (2007) .

A partir da caracterização do maciço rochoso apresentada no capítulo 6.2, adotou-se um valor médio para coesão de 320 KPa e alto coeficiente de variação (70%) visando representar a alta variabilidade desta variável.

Já para o ângulo de atrito da interface concreto-maciço rochoso, optou-se pela distribuição normal sobre os valores da tangente do ângulo de atrito de acordo com García *et. al* (2012), Westberg (2007) e Vieira (2005). Da mesma forma para o desvio padrão adotou-se coeficiente de variabilidade 20%. Deste modo o valor médio adotado foi de $\text{tg}(50^\circ)$ e desvio padrão $0,20.\text{tg}(50^\circ)$.

Os limites máximos e mínimos foram determinados com base na caracterização do maciço rochoso. Sabe-se que o limite máximo da resistência da interface é alcançado quando se atinge a resistência do próprio maciço rochoso, ou seja, a resistência da interface não pode superar a resistência do maciço rochoso. Assim, a partir das simulações pelo modelo de Hoek-Brown apresentadas no capítulo 6.2 o ângulo de atrito máximo adotado foi de 70° e mínimo de 30° .

A TABELA 31 resume os parâmetros e distribuição utilizados para representar a variabilidade das parcelas de resistência, coesão e ângulo de atrito.

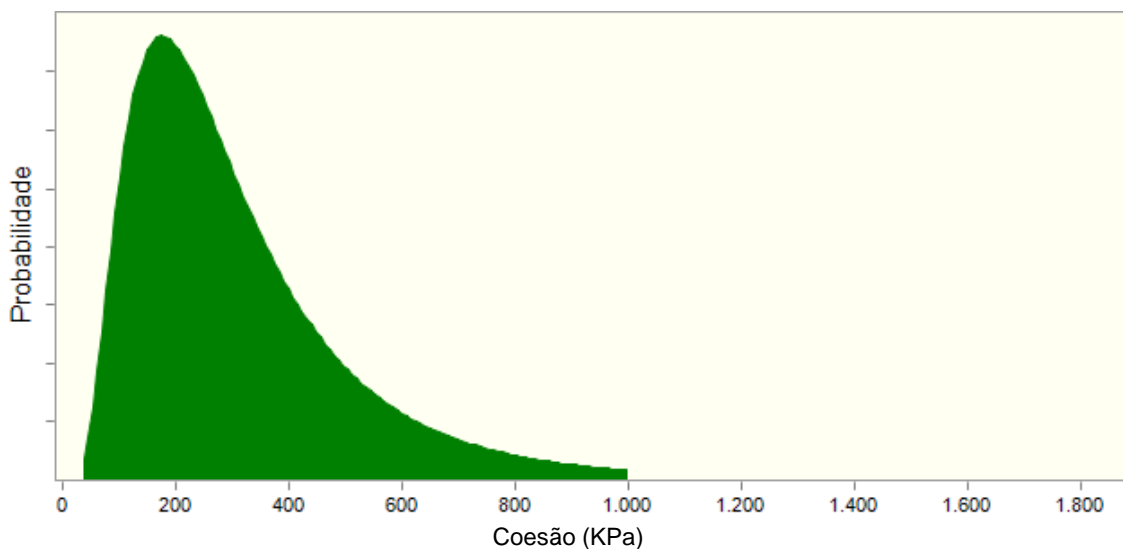
TABELA 31 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada pra a coesão e ângulo de atrito da interface concreto-maciço rochoso

Variável	Unid.	Função de probabilidade	Parâmetros			
			Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Coesão da interface	KPa	Log-Normal	320	224	0	1.000
Ângulo de atrito interface	-	Normal	$\text{tg}(50^\circ)$	$0,20.\text{tg}(50^\circ)$	$\text{tg}(30^\circ)$	$\text{tg}(70^\circ)$

FONTE: O autor (2017).

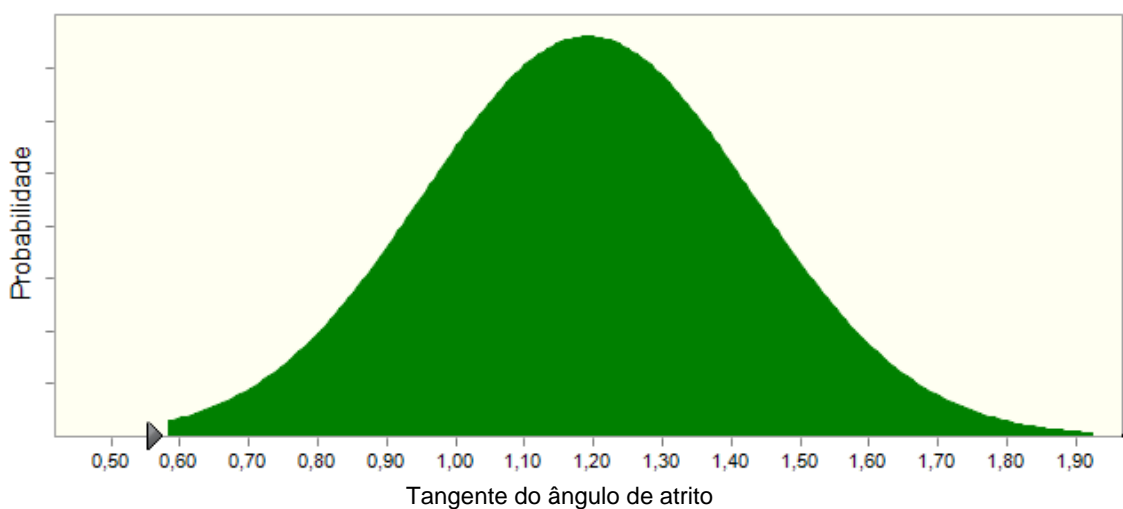
A FIGURA 43 e a FIGURA 44 ilustram as distribuições de probabilidade adotada para as variáveis coesão e ângulo de atrito, respectivamente.

FIGURA 43 – Distribuição Log-Normal da coesão da interface concreto-maciço rochoso



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 44 – Distribuição Normal do ângulo de atrito da interface concreto-maciço rochoso



FONTE: O autor (2017).

7.5.6 Coesão e Ângulo de Atrito – Plano de deslizamento (junta-falha)

Os parâmetros de resistência da junta-falha no plano de deslizamento correspondem a uma parcela da resistência total que, a princípio, poderia ser ignorada de maneira conservadora. No entanto, em se tratando de uma análise

probabilística, a contribuição deve ser levada em consideração, mesmo que haja pouco impacto na resistência contra o deslizamento.

O plano de análise ao deslizamento, coincidente à junta-falha, limita a região considerada como corpo rígido, incluindo a rocha incorporada, da região do maciço rochoso de fundação.

Por se tratar de material rochoso muito fraturado com preenchimento de material argiloso com intercalação entre regiões de maior e menor qualidade (RMR), para a coesão manteve-se a distribuição Log-normal e adotou-se o valor médio de 1,0 KPa e desvio padrão de 3,0 KPa. O limite superior considerado foi de 15,0 KPa.

Já para o ângulo de atrito adotou-se a distribuição normal de valor médio de $\text{tg}(15^\circ)$ e desvio padrão de $0,20.\text{tg}(15^\circ)$ com limite superior de $\text{tg}(25^\circ)$.

Os parâmetros adotados visam abraçar todo o intervalo de possibilidades possível, onde a tendência é que a resistência seja nula ou muito próxima a zero, mas não descarta a possibilidade da junta-falha apresentar resistência, mesmo que pequena.

A TABELA 32 resume os parâmetros e distribuição utilizados para representar a variabilidade das parcelas de resistência, coesão e ângulo de atrito.

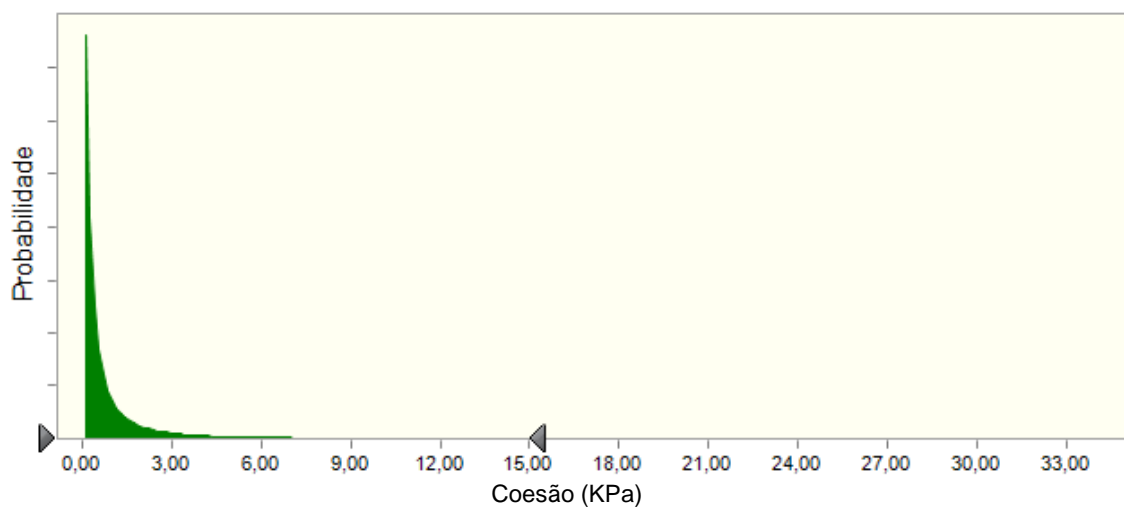
TABELA 32 – Parâmetros e distribuição de probabilidades adotada pra a coesão e ângulo de atrito do plano de deslizamento (junta-falha)

Variável	Unid.	Função de probabilidade	Parâmetros			
			Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Coesão – plano de deslizamento	KPa	Log-Normal	1,0	3,0	0	15
Ângulo de atrito plano de deslizamento	-	Normal	$\text{tg}(15^\circ)$	$0,20.\text{tg}(15^\circ)$	0	$\text{tg}(25^\circ)$

FONTE: O autor (2017).

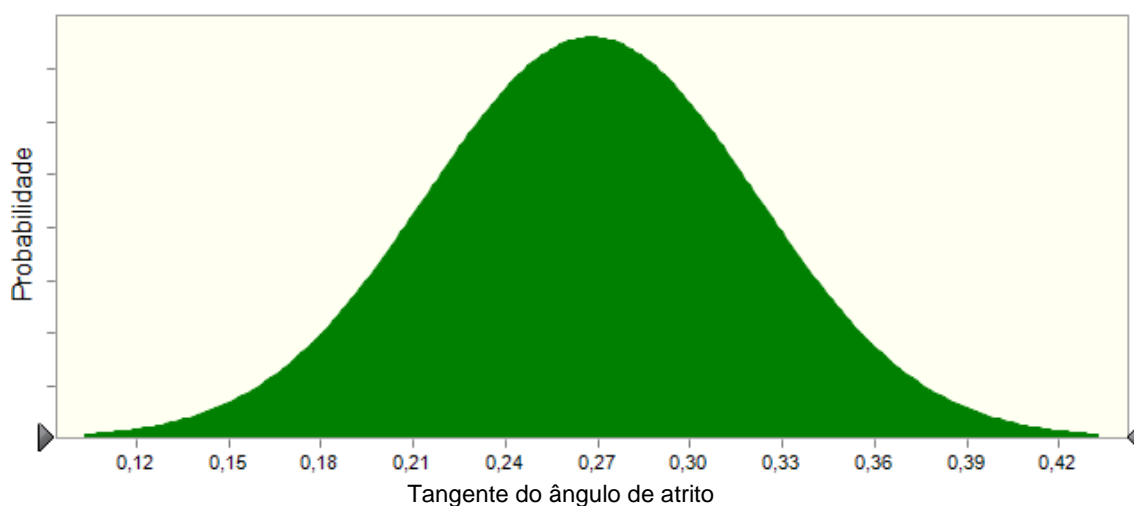
A FIGURA 45 e a FIGURA 46 ilustram as distribuições de probabilidade adotadas para as variáveis coesão e ângulo de atrito, respectivamente.

FIGURA 45 – Distribuição Log-Normal da coesão do plano de deslizamento (junta-falha)



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 46 – Distribuição Normal do ângulo de atrito do plano de deslizamento (junta-falha)



FONTE: O autor (2017).

7.5.7 Resumo das Variáveis e Distribuições Adotadas

A TABELA 33 resume a distribuição de probabilidades e parâmetro adotados para cada variável aleatória do estudo.

TABELA 33 – Parâmetros e distribuição de probabilidades para as variáveis do estudo

Variável	Unid.	Função de probabilidade	Parâmetros			
			Média / Valor	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Peso Específico CCV	KN/m ³	Normal	24,75	0,39	20	28
Peso Específico CCR	KN/m ³	Normal	26,06	0,38	20	28
Peso Específico Maciço rochoso	KN/m ³	Normal	26,5	1,33	22	29,50
Eficiência de drenagem	-	Triangular	0,66	-	0	1,0
Ação sísmica	-	Sim-Não	0,0021	-	-	-
Coesão Interface	KPa	Log-Normal	320	224	0	1.000
Ângulo de atrito Interface	-	Normal	tg(50°)	0,20.tg(50°)	tg(30°)	tg(70°)
Coesão Junta-falha	KPa	Log-Normal	1,0	3,0	0	15
Ângulo de atrito Junta-falha	-	Normal	tg(15°)	0,20.tg(15°)	0	tg(25°)

FONTE: O autor (2017).

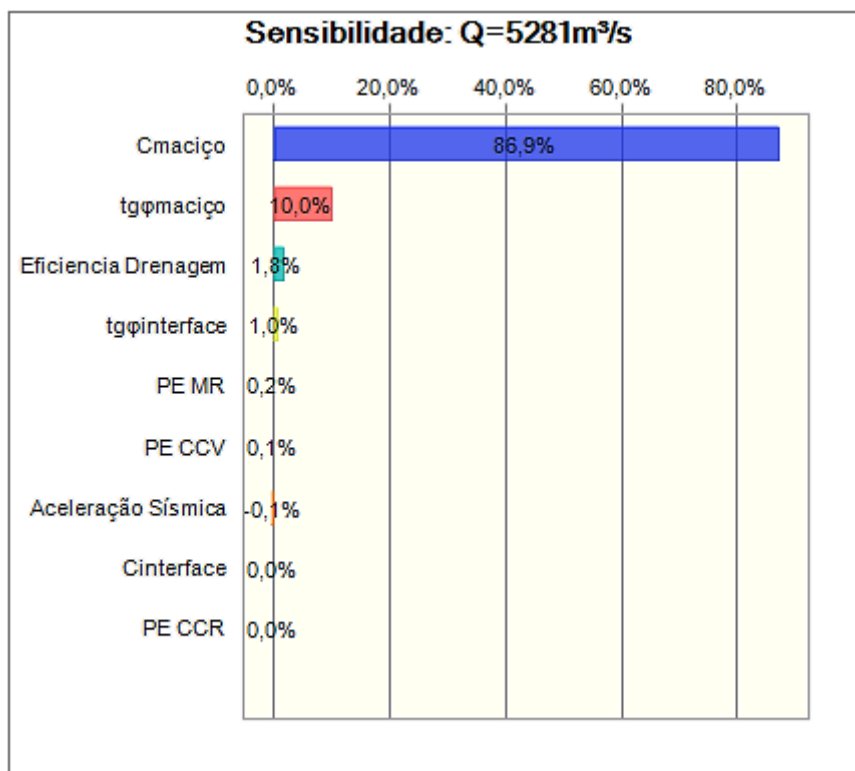
7.6 ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

De modo a englobar a variabilidade das variáveis mais sensíveis à variação, a análise de sensibilidade buscou representar cenários onde os parâmetros das distribuições de probabilidades são maiores ou menores de que os valores adotados no cenários base do estudo.

Para representar estes cenários, foram realizadas análises para cenários “otimistas” e “pessimistas”, onde os parâmetros das distribuições foram majorados e minorados, respectivamente, dentro de um intervalo realista para cada condição.

O *software* utilizado Crystal Ball (ORACLE, 2012), permite ao final de cada simulação a verificação das variáveis que mais influenciaram nos resultados disponibilizados. Um exemplo desse resumo é apresentado na FIGURA 47.

FIGURA 47 – Variáveis mais relevantes nos resultados da Simulação Monte Carlo - Exemplo



FONTE: O autor (2017).

Foram analisados cenários para os parâmetros geotécnicos da junta-falha, parâmetros geotécnicos da interface concreto-rocha de fundação e para a eficiência de drenagem.

A TABELA 34, TABELA 35 e TABELA 36 apresentam os cenários analisados para cada uma das variáveis.

TABELA 34 – Análise de Cenários para os Parâmetros Geotécnicos da Junta-falha

Variável	Cenário	Unid	Função de probab.	Parâmetros				
				Média / Valor	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo	
Parâmetros Geotécnicos da Junta-falha	Coesão	Otimista	KPa	Log-Normal	5,0	3,0	0	30
	Ângulo de atrito		-	Normal	tg(18°)	0,20.tg(18°)	tg(5°)	tg(30°)
	Coesão	Pessimista	KPa	Log-Normal	0,0	3,0	0	5,0
	Ângulo de atrito		-	Normal	tg(10°)	0,20.tg(10°)	0	tg(20°)

TABELA 35 – Análise de Cenários para os Parâmetros Geotécnicos da Interface Concreto-Rocha

Variável		Cenário	Unid	Função de probab.	Parâmetros			
					Média / Valor	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Parâmetros Geotécnicos Interface Concreto-Rocha	Coesão	Otimista	KPa	Log-Normal	400	224	200	1.000
	Ângulo de atrito		-	Normal	tg(50°)	0,20.tg(50°)	tg(40°)	tg(70°)
	Coesão	Pessimista	KPa	Log-Normal	300	224	0	600
	Ângulo de atrito		-	Normal	tg(45°)	0,20.tg(45°)	tg(30°)	tg(60°)

FONTE: O autor (2017).

TABELA 36 – Análise de Cenários para a Eficiência de Drenagem

Variável		Cenário	Unid.	Função de probab.	Parâmetros			
					Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Eficiência de drenagem		Otimista	-	Triangular	0,75	-	0	1,0
		Pessimista			0,50	-	0	1,0

FONTE: O autor (2017).

7.7 PARAMETRIZAÇÃO DOS CARREGAMENTOS ATUANTES

A verificação determinística da estabilidade da estrutura quanto ao deslizamento é realizada a partir da determinação da relação entre as forças de atrito estabilizantes e as forças horizontais solicitantes sobre a estrutura do vertedouro, conforme a EQUAÇÃO 31.

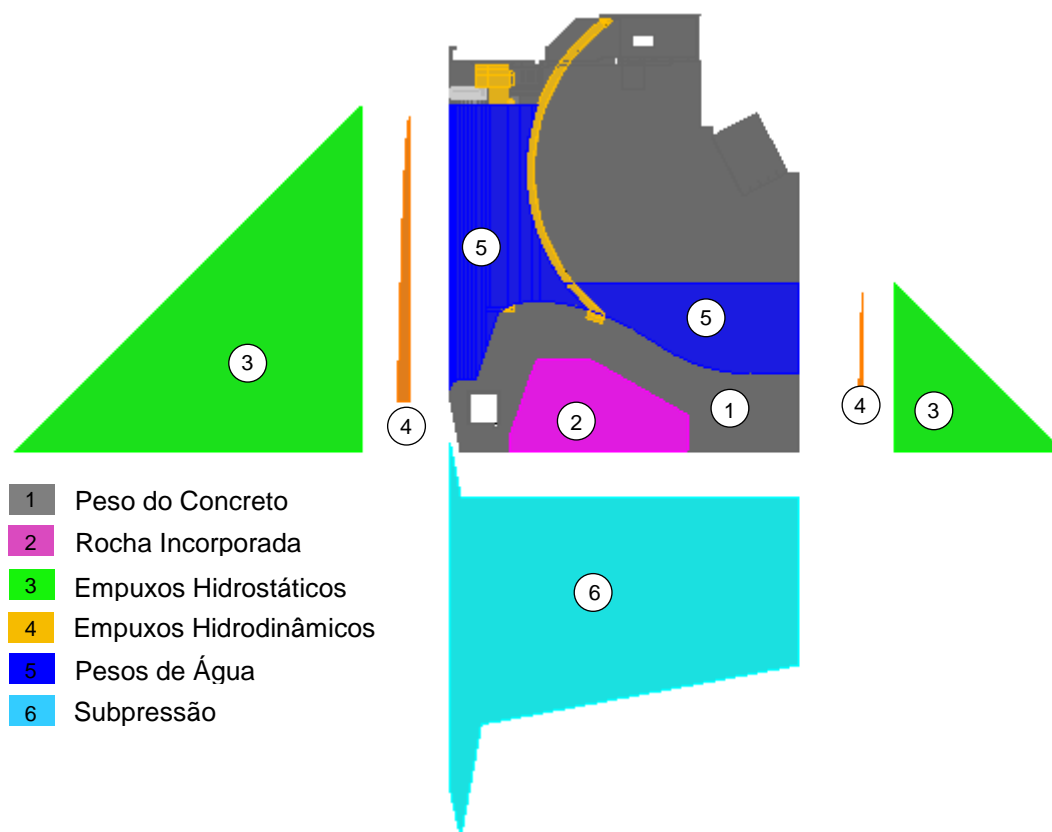
De acordo com esta equação, a parcela resistente é função da área comprimida e do somatório das forças verticais: peso da estrutura, pesos de água sobre a estrutura, subpressão ascendente e a das forças inerciais verticais.

Já a parcela solicitante é função do somatório das forças horizontais: empuxos hidrostáticos, hidrodinâmicos e forças inerciais horizontais.

Para a verificação probabilística da estabilidade ao deslizamento, cada parcela da equação de verificação foi considerada como variável em função dos parâmetros aleatórios do estudo.

A FIGURA 48 ilustra os carregamentos atuantes. O valor de cada carregamento calculado está apresentado no Apêndice 1.

FIGURA 48 – Carregamentos atuantes sobre o vertedouro



FONTE: O autor (2017).

7.7.1 Resultante das Forças Horizontais

Para cada valor de vazão afluente estudada, foram determinados os níveis de água a montante e jusante. As forças horizontais relativas à empuxos hidrostáticos não são função de nenhuma das variáveis aleatórias do estudo e, portanto podem ser estimadas em valor absoluto.

Com base na EQUAÇÃO 18, pode-se estimar os empuxos hidrostáticos. Já a existência do empuxo hidrodinâmico é função da variável aleatória “Aceleração Sísmica”. No caso de existência de ação sísmica o empuxo hidrodinâmico pode ser estimado conforme a EQUAÇÃO 20. Somadas a essas forças está a força inercial da estrutura e da rocha incorporada relativa à existência deste sismo. O valor da força pode ser calculado diretamente

multiplicando o peso de cada parcela (CCR, CCV e rocha incorporada) pelo coeficiente de aceleração sísmica vertical ($a_h = 0,025g$).

Para cada valor de vazão afluyente, a TABELA 37 apresenta as forças horizontais relativas aos empuxos hidrostáticos e hidrodinâmicos. É importante ressaltar que os valores de empuxo hidrostático de jusante estão representados como negativos porque atuam no sentido contrário ao escorregamento.

TABELA 37 – Forças horizontais atuantes

Vazão afluyente (m ³ /s)	NA Montante (msnm)	NA Jusante (msnm)	Hidrostático (KN) $H = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{\text{água}} \times h^2) \cdot B$		Hidrodinâmico (KN) $P_E = \frac{4}{7} \cdot a_h \cdot \gamma_{\text{água}} \cdot h^2$	
			Montante	Jusante	Montante	Jusante
200	259,00	241,14	117.802	-21.165	6.864	1.233
573	259,00	241,59	117.802	-22.640	6.864	1.319
1.048	259,00	242,10	117.802	-24.371	6.864	1.420
2.598	259,00	243,06	117.802	-27.802	6.864	1.620
5.281	259,00	244,38	117.802	-32.889	6.864	1.916
22.485	259,00	249,51	117.802	-56.711	6.864	3.305
35.090	259,00	253,18	117.802	-77.721	6.864	4.529
43.343	259,00	255,48	117.802	-92.568	6.864	5.394
47.481	260,00	256,80	125.524	-101.675	7.314	5.925
49.742	260,60	257,27	130.276	-105.020	7.591	6.120
53.585	261,60	257,92	138.391	-109.737	8.064	6.394
56.362	262,31	258,50	144.301	-114.032	8.408	6.645

FONTE: O autor (2017).

7.7.2 Resultante das Forças Verticais

A resultante das forças verticais, assim como a força horizontal, depende do valor da vazão afluyente (e níveis de água correspondentes).

As forças verticais atuantes sobre o vertedouro são: peso da estrutura, peso de água sobre a estrutura e a subpressão. Com exceção do peso de água sobre a estrutura, as forças verticais são variáveis de acordo com variáveis aleatórias relacionadas.

7.7.2.1 Peso de Água sobre a estrutura

O peso de água sobre a estrutura é função apenas dos níveis de água de montante e jusante.

O volume de água sobre a estrutura é limitado pela geometria da comporta segmento que separa o volume a montante, onde o nível de água é mais alto, e a jusante, onde o nível de água depende também da operação da casa de força.

Basicamente, a força vertical atuante é dada pelo produto do volume de água sobre a estrutura pelo peso específico da água ($9,81 \text{ KN/m}^3$).

7.7.2.2 Peso da Estrutura

A parcela do peso da estrutura é dada pelo peso dos itens permanentes sobre a estrutura, descartando equipamentos transitórios (ELETROBRÁS, 2003).

Neste caso, o peso da estrutura possui duas parcelas, uma referente ao peso do CCR na porção inferior em contato com a rocha e outra referente ao peso do concreto convencional aplicado na estrutura.

O peso do bloco da estrutura é dado pelo produto do volume de CCR ($957,02 \text{ m}^3$) pelo peso específico do CCR, somado ao volume de concreto convencional ($6.805,94 \text{ m}^3$) multiplicado pelo seu respectivo peso específico.

Uma vez que o plano de análise ao deslizamento foi representado como horizontal coincidente com a junta-falha, a porção do maciço rochoso envolta por concreto foi considerada como rocha incorporada ao peso da estrutura.

Assim, somando-se ao peso da estrutura de concreto, o peso da rocha incorporada foi estimado pelo produto do volume de rocha ($2.542,55 \text{ m}^3$) pelo peso específico do maciço rochoso.

Conforme apresentado, os pesos específicos do CCR e CCV e do maciço rochoso são variáveis aleatórias do estudo.

7.7.2.3 Subpressão

A subpressão no sentido ascendente varia para cada valor de nível de água. A determinação do valor da força vertical referente à subpressão foi realizada a partir de dois procedimentos distintos que caracterizam as vertentes deste estudo:

- Subpressão fixa determinada pelo modelo hidrogeológico, conforme detalhado nos Capítulos 7.2 e 7.3;
- Subpressão variável conforme a variável aleatória “Eficiência de Drenagem” utilizando o critério simplificado do USACE (1995).

A subpressão também é função dos níveis de água a montante (H_1) e a jusante (H_2) atuantes na estrutura, bem como da eficiência do sistema de drenagem e de sua posição no vertedouro. A distribuição desse esforço ocorre conforme discutido no Capítulo 4.2, na qual as alturas H_1 , H_2 e H_3 (ou H_d) são utilizadas para o cálculo da subpressão. A altura H_3 corresponde à carga hidráulica na posição da galeria de drenagem, sendo uma função da posição do dreno relativamente à barragem e da eficiência do sistema de drenagem (ER).

Segundo critérios de USACE (1995), a altura H_3 da distribuição da subpressão (U) pode ser definida a partir da posição do sistema de drenagem conforme apresentado na EQUAÇÃO 42.

$$H_3 = K \cdot (H_1 - H_2) \frac{(L - x_d)}{L} + H_2 \quad (42)$$

Onde: x_d é distância horizontal do dreno ao paramento de montante; h_d é distância vertical do dreno à base da estrutura; L é a largura da base da estrutura; $K = 1 - ER$; e ER é a variável aleatória que representa a eficiência do sistema de drenagem.

A partir da determinação da carga hidráulica na posição da galeria de drenagem, a subpressão (U) é definida pela EQUAÇÃO 43:

$$U = \gamma \left[(H_1 + H_3) \frac{x_d}{2} + (H_3 + H_2) \frac{(L - x_d)}{2} \right] \quad (43)$$

A comparação dos valores de subpressão é apresentada no Capítulo 8.

7.7.2.4 Forças Verticais Atuantes

A TABELA 38 resume os valores das forças verticais utilizadas na composição do somatório das forças verticais. O peso da estrutura é variável em função das variáveis aleatórias “Peso Específico dos Concretos” e “Peso Específico do Maciço Rochoso”, enquanto a subpressão é função da “Eficiência de Drenagem”.

TABELA 38 – Forças verticais atuantes

Vazão afluente (m ³ /s)	NA Montante (msnm)	NA Jusante (msnm)	Peso de Água (KN) $P_w = Vol. \cdot \gamma_{\text{água}}$		Peso da Estrutura (KN) $P_w = Vol. \cdot \gamma$	Subpressão Variável (KN)
			Montante	Jusante		
200	259,00	241,14	35.092	16.337	6.805,94. γ_{CCV} + 957,02. γ_{CCR} + 2.542,55. γ_{MR}	EQUAÇÃO 43
573	259,00	241,59	35.092	18.704		
1.048	259,00	242,10	35.092	20.805		
2.598	259,00	243,06	35.092	24.885		
5.281	259,00	244,38	35.092	31.043		
22.485	259,00	249,51	35.092	57.348		
35.090	259,00	253,18	35.092	70.621		
43.343	259,00	255,48	35.092	85.656		
47.481	260,00	256,80	37.118	91.001		
49.742	260,60	257,27	38.172	93.359		
53.585	261,60	257,92	40.124	96.687		
56.362	262,31	258,50	41.568	99.682		

FONTE: O autor (2017).

Onde γ_{CCV} , γ_{CCR} e γ_{MR} são os pesos específicos dos concretos CCV, CCR e do maciço rochoso, respectivamente.

Subtraídas dessas forças está o alívio do peso (da estrutura, da rocha incorporada e da água sobre a estrutura) relativo à existência deste sismo. O valor do alívio pode ser calculado diretamente multiplicando o peso de cada parcela pelo coeficiente de aceleração sísmica vertical ($a_v = 0,015g$).

7.8 APLICAÇÃO DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO

Conforme descrito no Capítulo 5.3, para realizar a simulação Monte Carlo é necessária a geração de uma série aleatória de eventos para cada variável estudada.

Neste estudo foi utilizado o software Crystal Ball (ORACLE, 2012), aplicado na plataforma Microsoft Excel para criação e simulação das séries de eventos aleatórios a partir da distribuição de probabilidade de cada variável estudada.

A já apresentada EQUAÇÃO 31 foi utilizada como equação de definição do estado limite de ruptura, que neste caso se refere ao deslizamento.

$$FSD = \frac{c \cdot A + \sum V \cdot \tan \phi}{\sum H} \geq 1 \quad (31)$$

Foi realizado um total de 5.000.000 avaliações para cada valor de vazão afluyente. Valor considerado adequado em vista que as probabilidades de falha raramente superam este número.

Para a vertente do estudo que considerou a subpressão como fixa e determinada pelo modelo hidrogeológico, foram realizadas 12 simulações, uma para cada valor de vazão afluyente.

Já para a vertente que considerou a subpressão como variável em função da eficiência de drenagem e calculada com o critério simplificado segundo o USACE (1995), foram realizadas 72 simulações, sendo 12 para o

caso base, mais 24 para as análises de sensibilidade para cada uma das três variáveis investigadas (12 para o cenário otimista e 12 para o cenário pessimista).

Assim, no total foram realizadas 84 simulações, com duração média de 2 horas totalizando cerca de 168 horas de simulação. Neste estudo, o tempo total de simulação foi considerado satisfatório e possível de ser reproduzido, de maneira menos acadêmica, nos escritórios de engenharia.

A equação limite simulada resulta em um valor que, quando maior do que 1,0 representa que não há falha ou ruptura da estrutura por deslizamento. É importante ressaltar que diferentemente da análise determinística não são utilizados fatores de segurança parciais para as parcelas de coesão e ângulo de atrito.

Como *output* o programa produz uma distribuição de frequência de ocorrência para cada faixa de valor resultante. Todos os valores que resultem menores que zero são somados e representam o número de ocorrências de falha.

Conforme a EQUAÇÃO 40, a probabilidade de falha é dada pela divisão do número de ocorrência de falhas pelo número total de avaliações realizadas (5.000.000 para todos os casos).

Ressalta-se também que, para o caso de não haver valores resultantes menores que zero, não significa que a probabilidade de falha seja nula, mas sim que essa probabilidade é menor do que uma em cinco milhões.

De posse do valor de probabilidade de falha para cada valor de vazão afluente é possível construir uma curva que represente a probabilidade ou risco de falha para cada faixa de vazão afluente.

8. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo tem por objetivo apresentar e discutir os resultados obtidos das análises realizadas conforme a metodologia detalhada no Capítulo 7.

A apresentação dos resultados das análises está dividida em três partes, sendo na primeira parte apresentados os resultados da avaliação de eficiência das injeções e sistema de drenagem, detalhando e discutindo os resultados da estimativa de subpressão a partir do modelo hidrogeológico e da comparação com os critérios simplificados. Na segunda parte são apresentados os resultados de probabilidade de falha da estrutura para as duas vertentes do estudo em forma de curvas de fragilidade (p_f x vazão afluente), e na terceira e última parte são apresentados os resultados das análises de sensibilidade.

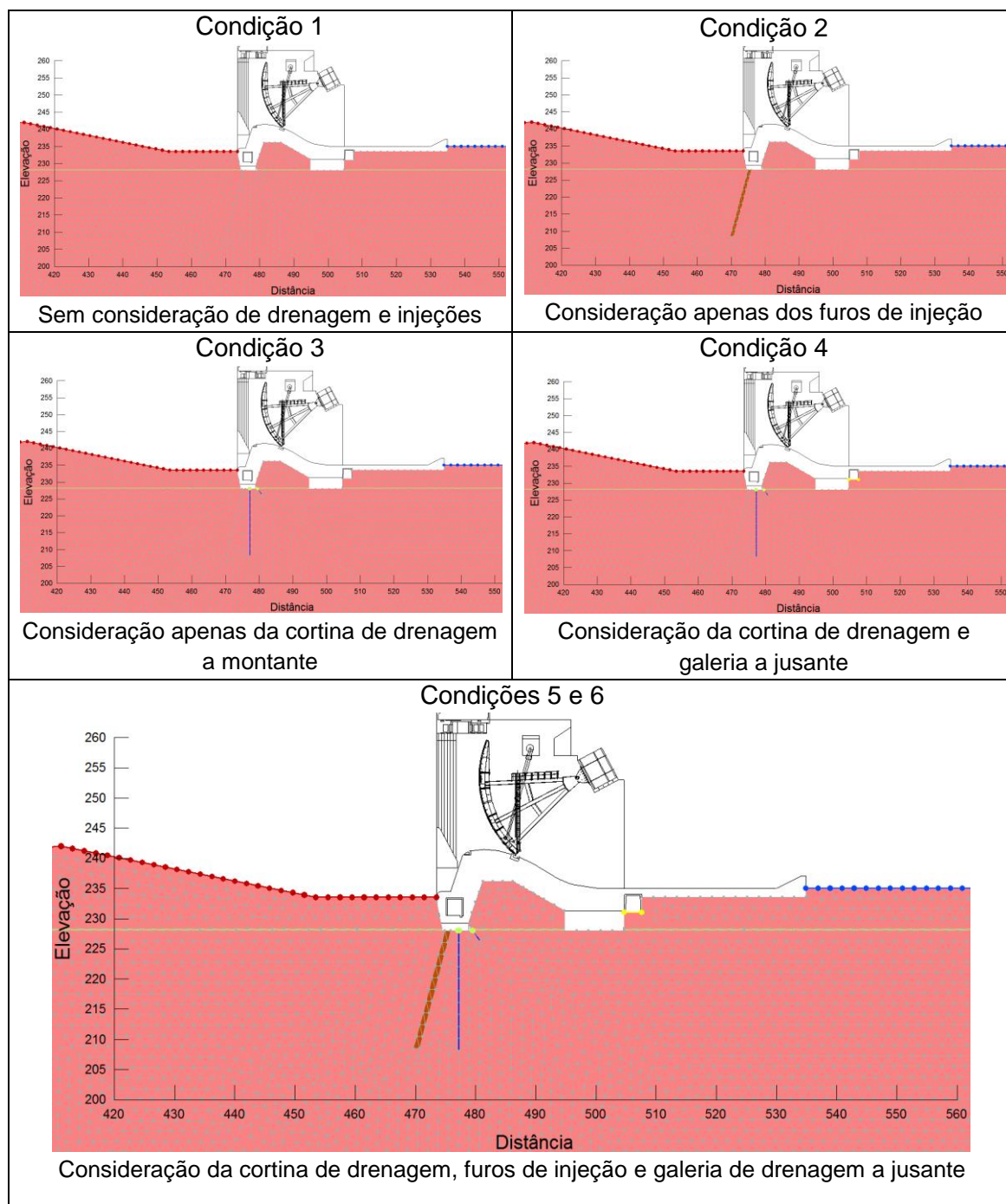
A subdivisão em partes buscou organizar os resultados obtidos em função do objetivo geral e objetivos específicos definidos no Capítulo 1.1.

8.1 AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DAS INJEÇÕES E SISTEMA DE DRENAGEM

Para cada valor de vazão afluente, e respectivos níveis de água, as seis condições avaliadas são ilustradas na FIGURA 49.

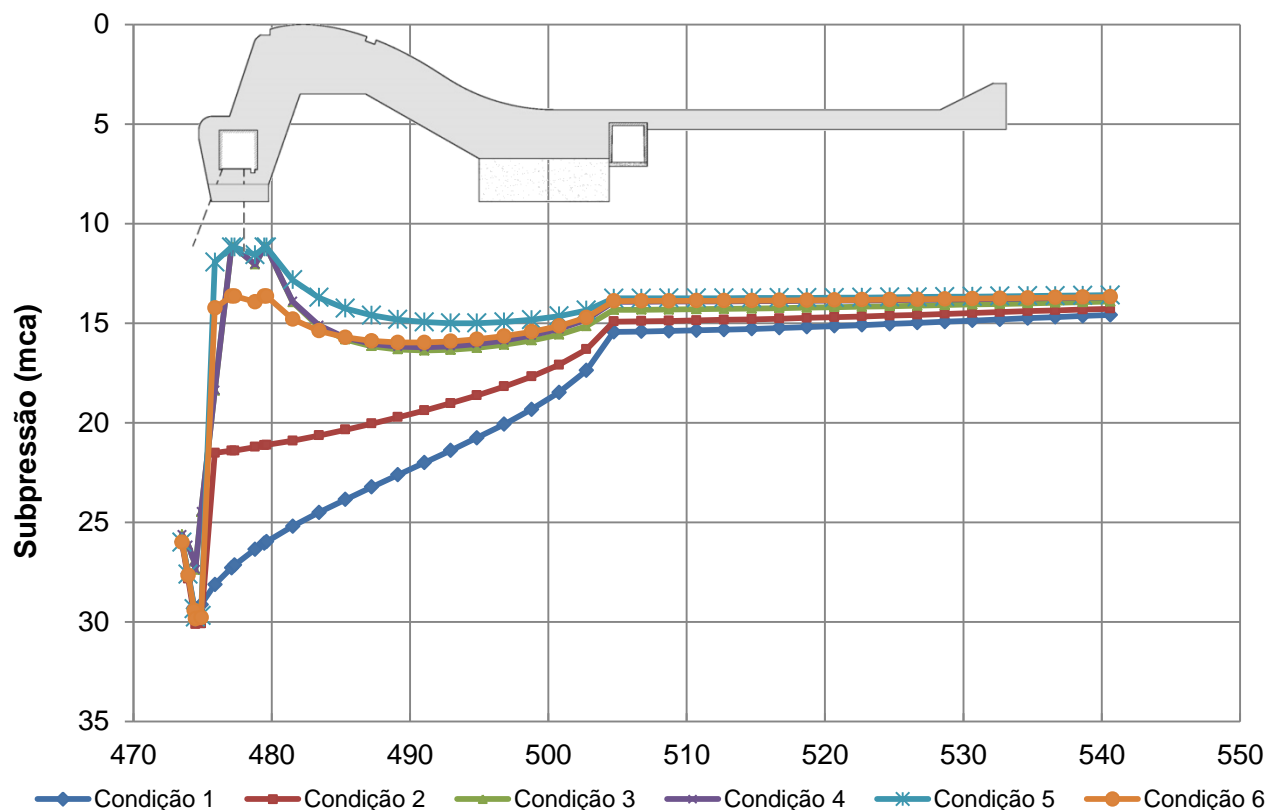
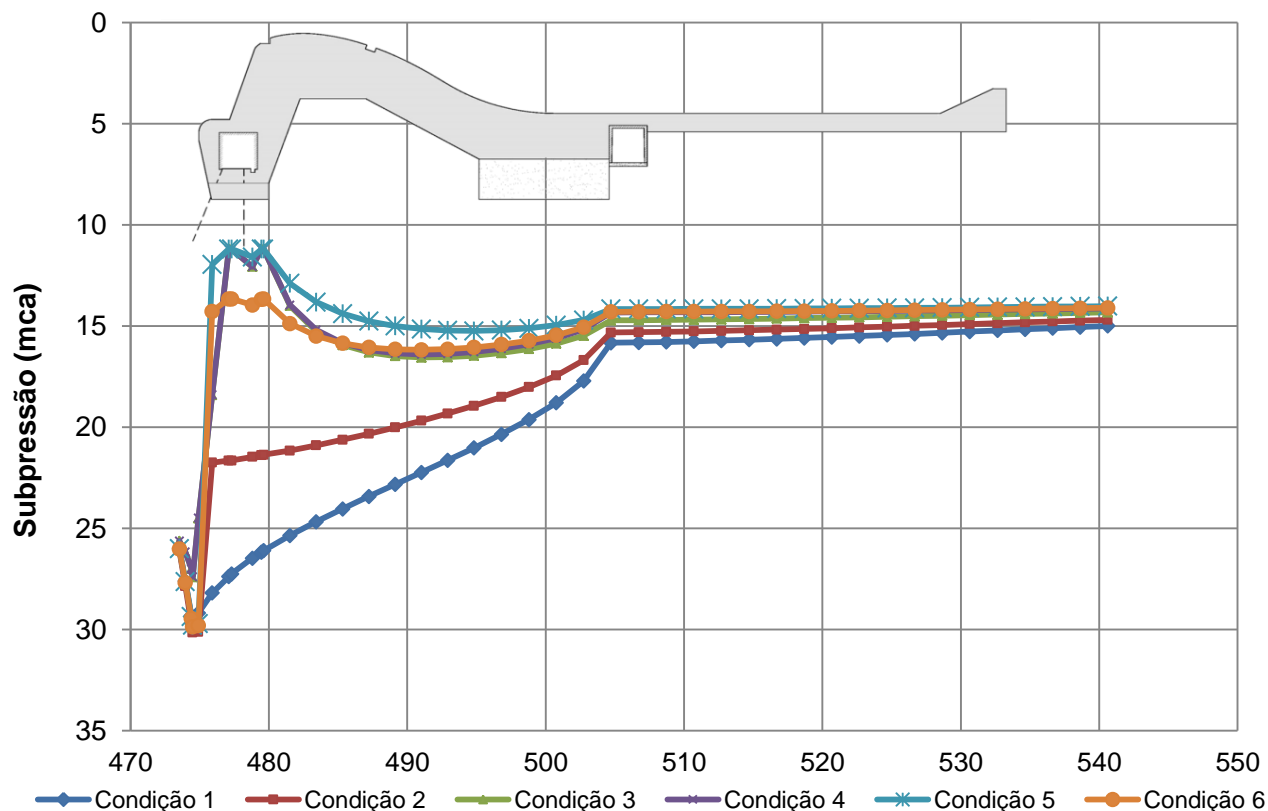
Conforme introduzido no Capítulo 7.3, cada condição tem por objetivo isolar o efeito das injeções e do sistema de drenagem. A Condição 5 sobrepõe os efeitos considerando eficiência total, enquanto a Condição 6 considera eficiência parcial da drenagem, reproduzindo a condição de cálculo preconizada nos critérios e recomendações de projeto.

FIGURA 49 – Condições analisadas no modelo hidrogeológico

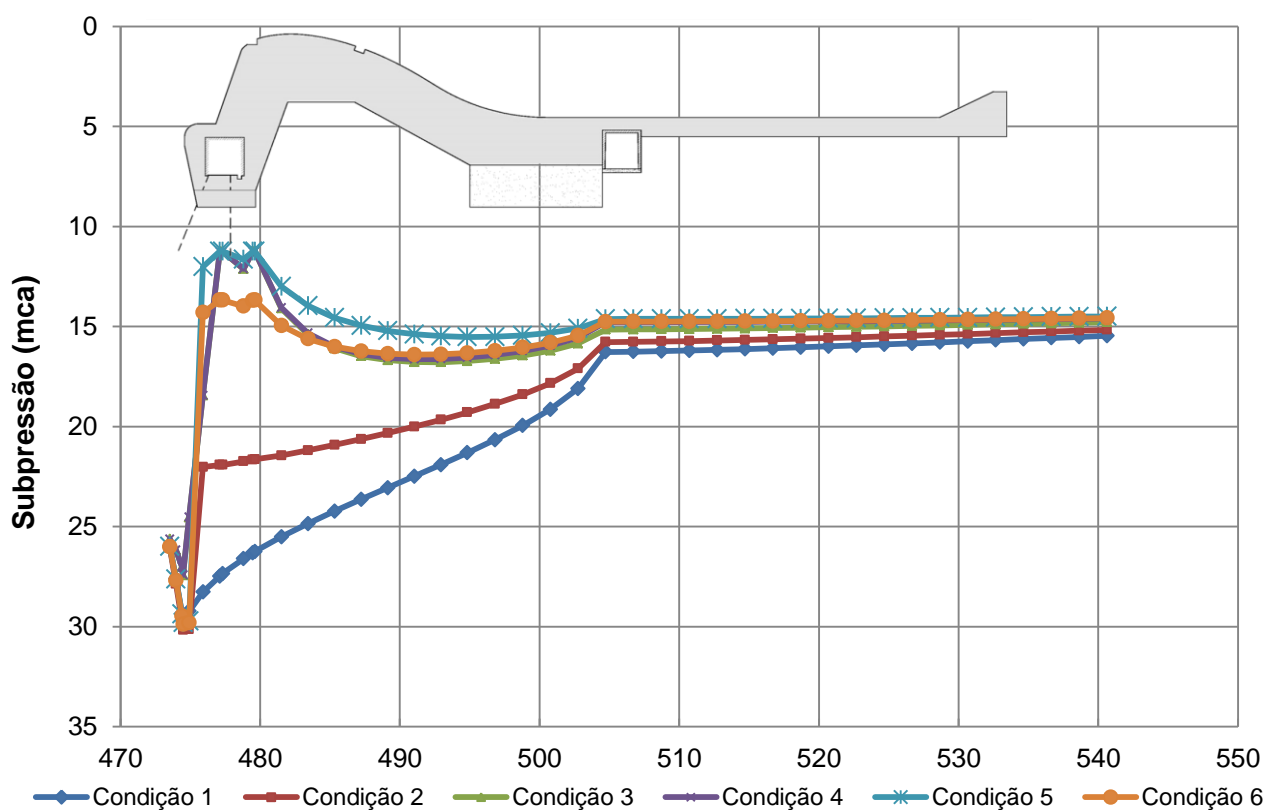
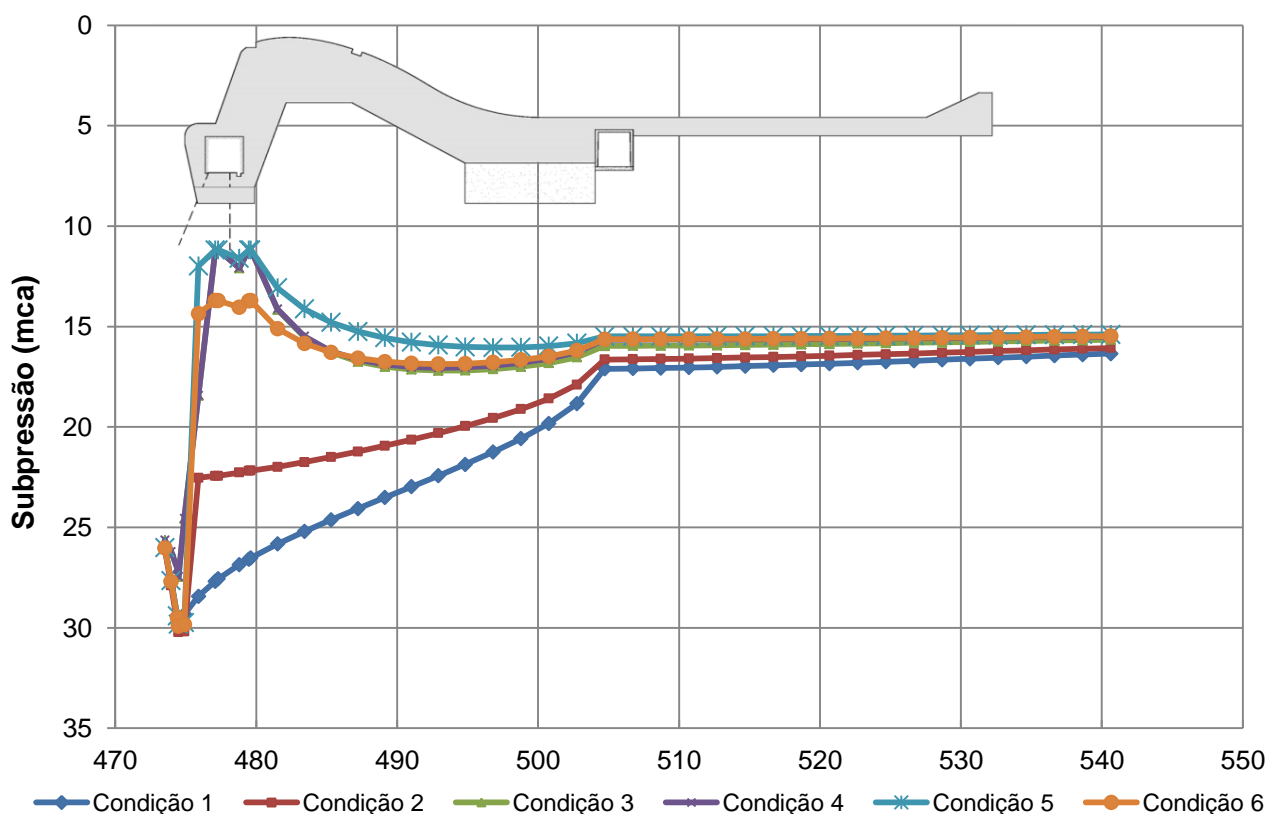


FONTE: O autor (2017).

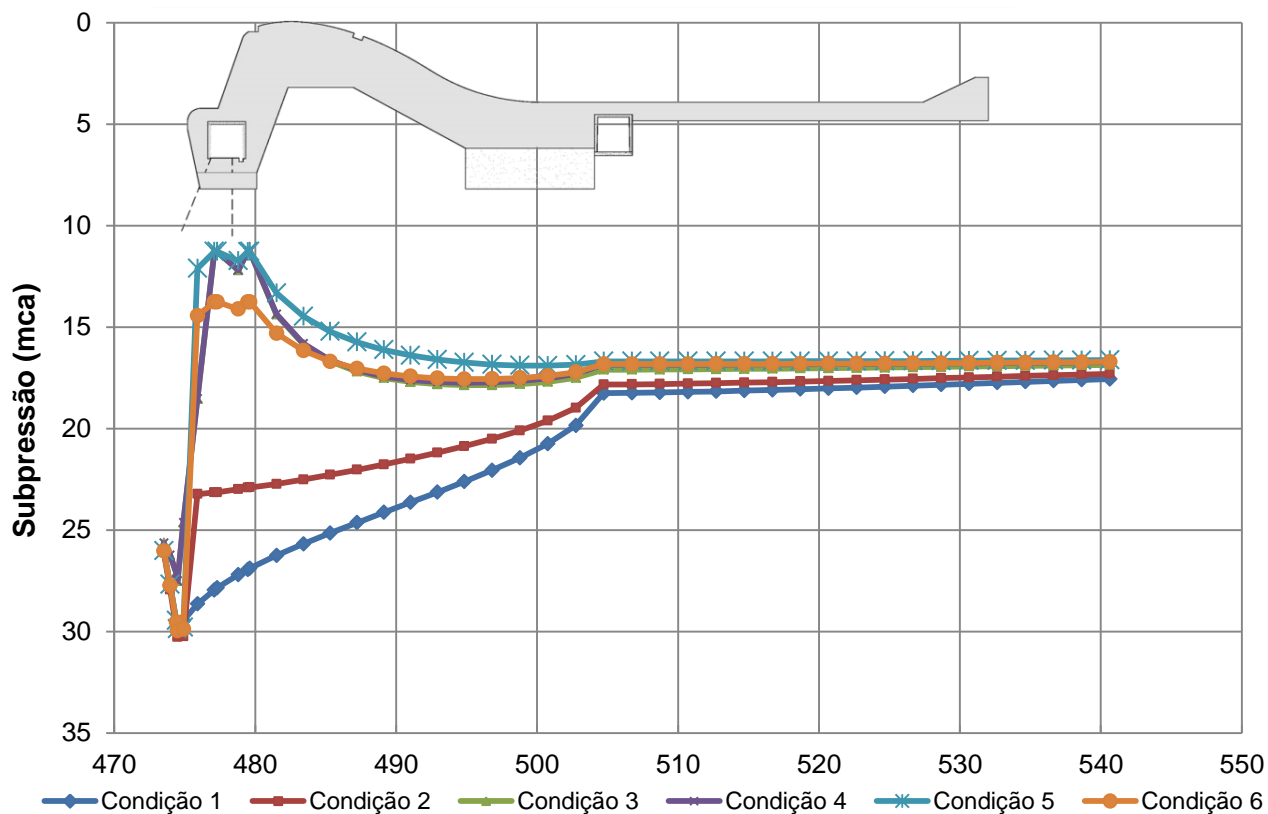
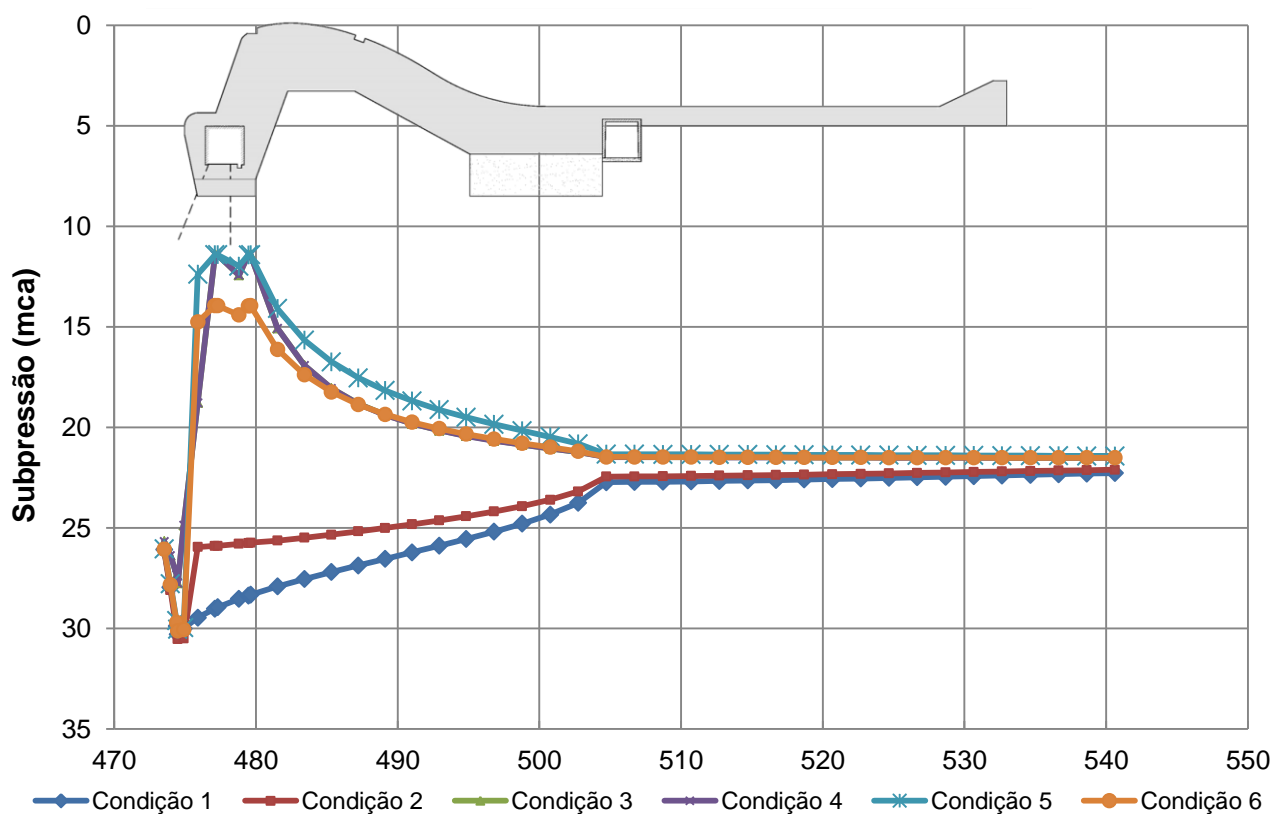
A análise de percolação realizada a partir do modelo hidrogeológico permitiu a extração das distribuições de pressão de água no plano de análise ao deslizamento para cada valor de vazão afluente e respectivos níveis de água. Na FIGURA 50 até a FIGURA 61 estão apresentados os resultados de distribuição da subpressão para cada valor de vazão afluente.

FIGURA 50 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$ FIGURA 51– Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=573 \text{ m}^3/\text{s}$ 

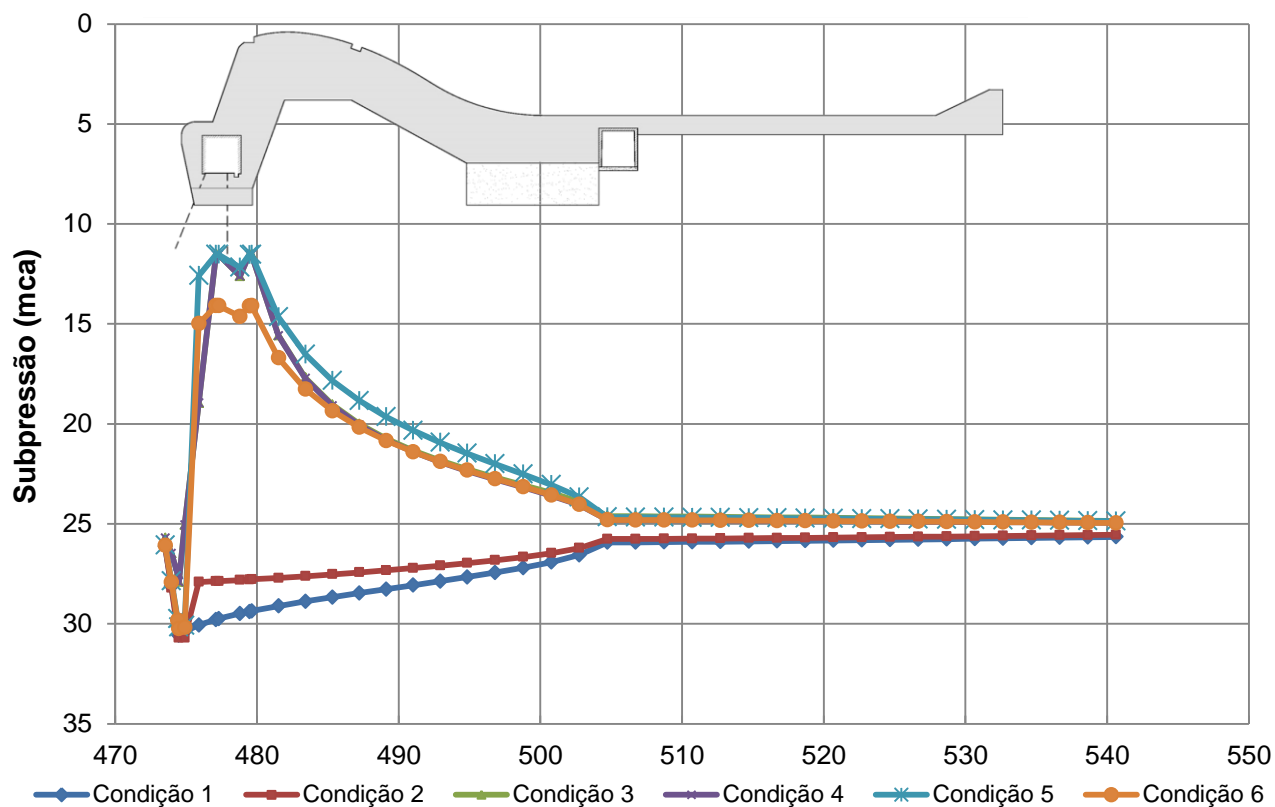
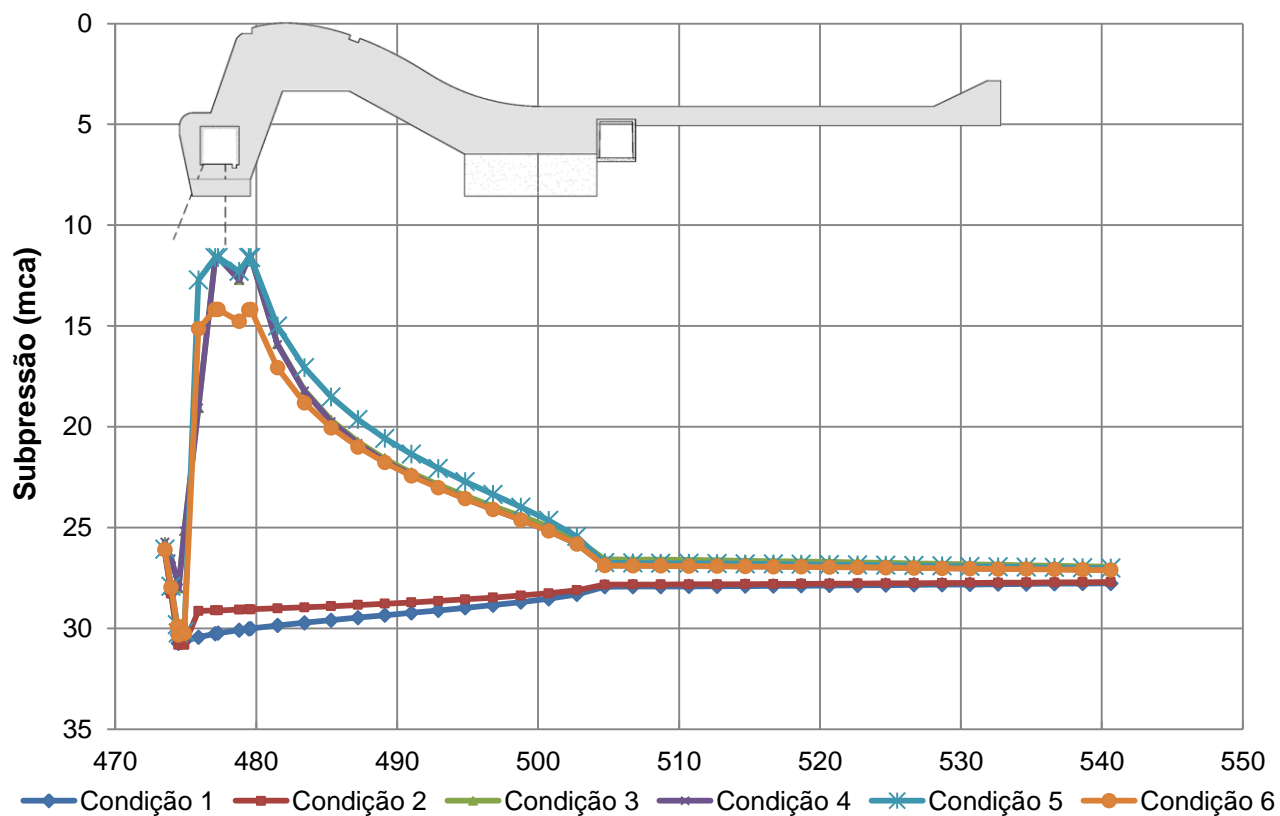
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 52 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=1.048 \text{ m}^3/\text{s}$ FIGURA 53 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=2.598 \text{ m}^3/\text{s}$ 

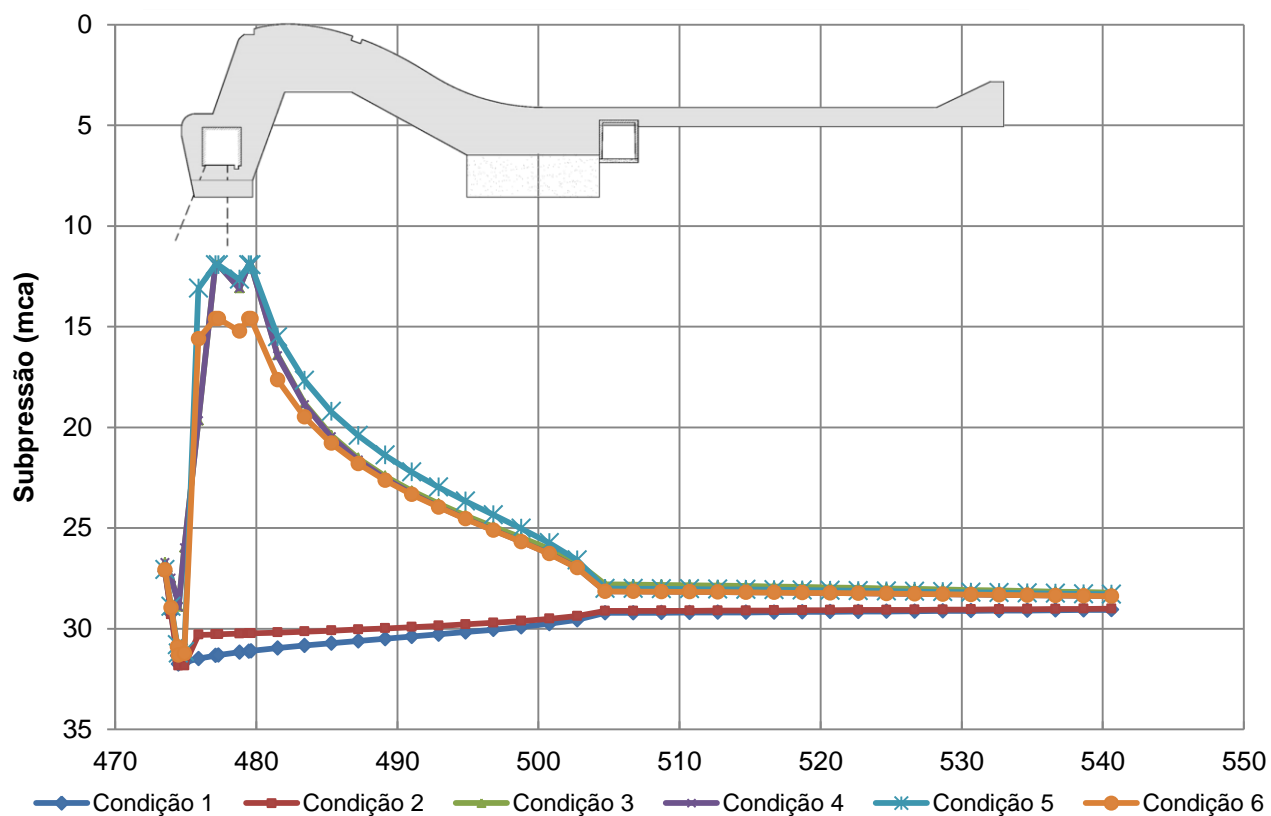
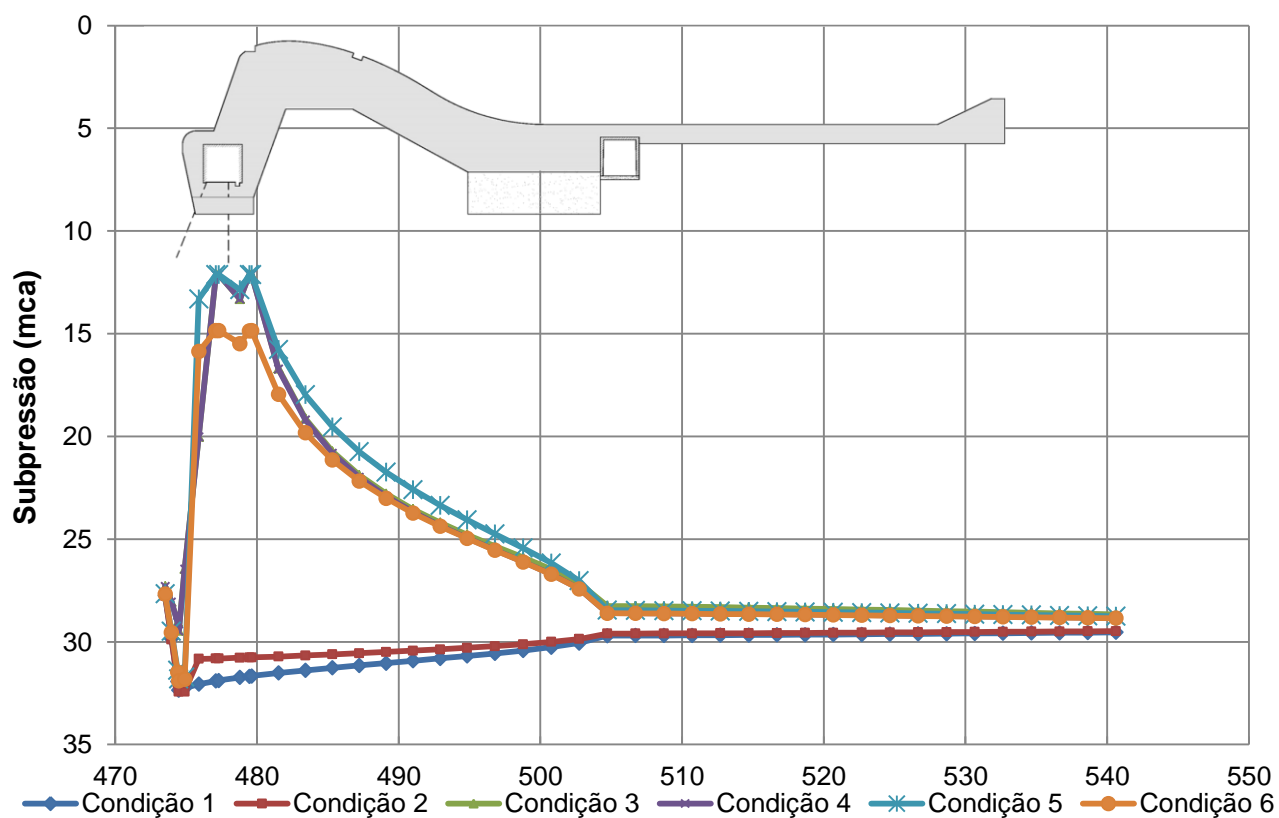
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 54 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=5.281 \text{ m}^3/\text{s}$ FIGURA 55 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=22.485 \text{ m}^3/\text{s}$ 

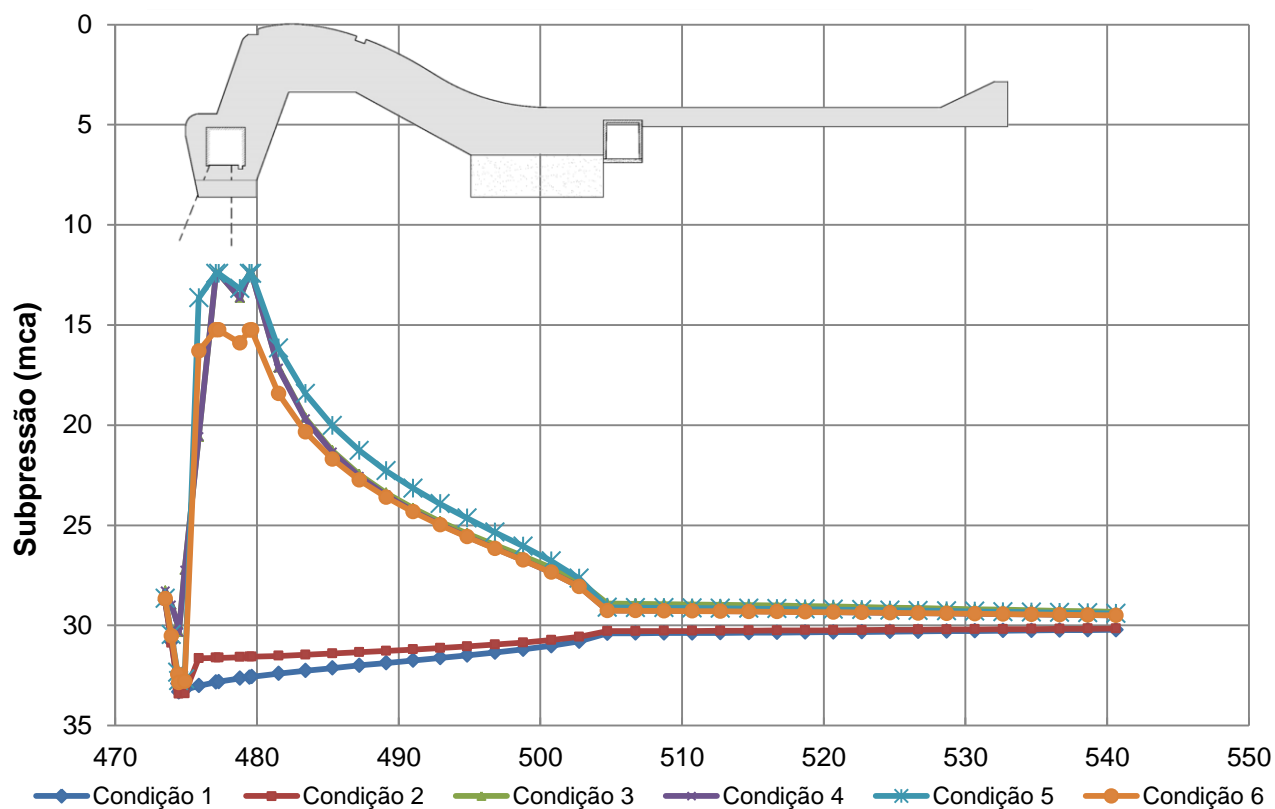
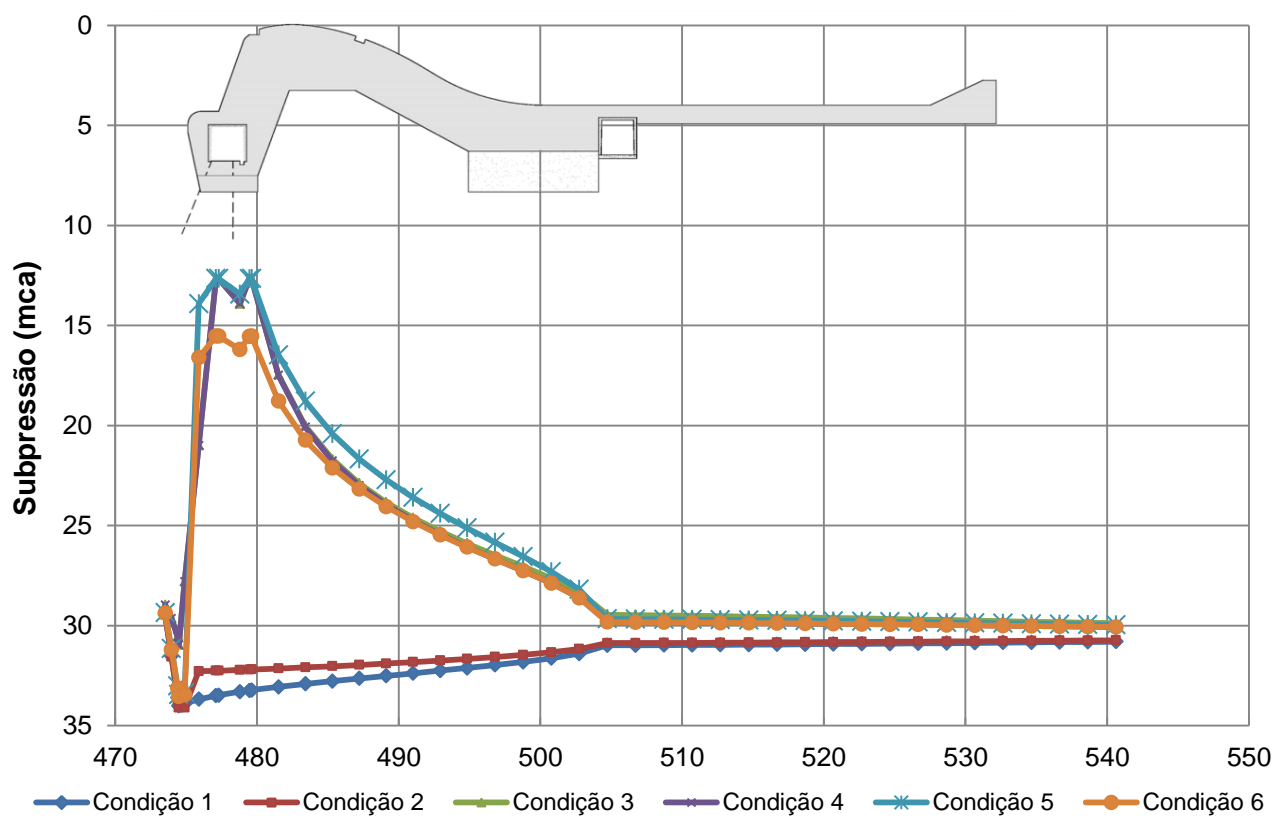
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 56 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=35.090 \text{ m}^3/\text{s}$ FIGURA 57 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=43.343 \text{ m}^3/\text{s}$ 

FONTE: O autor (2017).

FIGURA 58 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=47.481 \text{ m}^3/\text{s}$ FIGURA 59 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=49.742 \text{ m}^3/\text{s}$ 

FONTE: O autor (2017).

FIGURA 60 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=53.585 \text{ m}^3/\text{s}$ (CMP)FIGURA 61 – Subpressão para as seis condições analisadas para vazão $Q=56.362 \text{ m}^3/\text{s}$ 

FONTE: O autor (2017).

A partir da distribuição de pressão, foi possível determinar a força resultante, ou módulo da subpressão atuante no bloco do vertedouro analisado de largura total de 25 metros. A TABELA 39 resume os valores da força resultante relativa à subpressão determinados a partir do modelo hidrogeológico para cada valor de vazão afluyente e cada uma das seis condições estudadas.

TABELA 39 – Valor da subpressão (força resultante) para as seis condições analisadas

Vazão afluyente (m ³ /s)	Subpressão (KN)					
	Condição 1	Condição 2	Condição 3	Condição 4	Condição 5	Condição 6
200	173.242	151.772	121.132	120.033	113.353	122.372
573	174.840	153.923	122.382	121.333	114.697	123.727
1.048	176.650	156.346	123.904	122.921	116.332	125.253
2.598	180.058	160.907	126.238	125.392	118.861	128.098
5.281	184.744	167.179	130.075	129.404	122.988	132.042
22.485	202.954	191.552	144.133	144.160	138.116	147.353
35.090	215.982	208.989	154.224	154.750	148.975	158.321
43.343	224.146	219.917	160.552	161.390	155.784	165.204
47.481	232.934	229.090	166.744	167.672	161.902	171.650
49.742	237.064	233.063	169.580	170.518	164.626	174.593
53.585	243.473	239.052	173.931	174.868	168.761	179.057
56.362	248.403	243.838	177.352	178.304	172.059	182.478

FONTE: O autor (2017).

Tomando como base a Condição 1, onde não há consideração do efeito do sistema de drenagem e injeções, a TABELA 40 mostra a porcentagem de redução do valor da subpressão em relação a cada um dos cinco casos comparativos.

TABELA 40 – Redução percentual da subpressão em relação à Condição 1 (Caso base)

Vazão afluente (m ³ /s)	NA Montante (msnm)	NA Jusante (msnm)	Redução (%)				
			Condição 2	Condição 3	Condição 4	Condição 5	Condição 6
200	259,00	241,14	12,4%	30,1%	30,7%	34,6%	29,4%
573	259,00	241,59	12,0%	30,0%	30,6%	34,4%	29,2%
1.048	259,00	242,10	11,5%	29,9%	30,4%	34,1%	29,1%
2.598	259,00	243,06	10,6%	29,9%	30,4%	34,0%	28,9%
5.281	259,00	244,38	9,5%	29,6%	30,0%	33,4%	28,5%
22.485	259,00	249,51	5,6%	29,0%	29,0%	31,9%	27,4%
35.090	259,00	253,18	3,2%	28,6%	28,4%	31,0%	26,7%
43.343	259,00	255,48	1,9%	28,4%	28,0%	30,5%	26,3%
47.481	260,00	256,80	1,7%	28,4%	28,0%	30,5%	26,3%
49.742	260,60	257,27	1,7%	28,5%	28,1%	30,6%	26,4%
53.585	261,60	257,92	1,8%	28,6%	28,2%	30,7%	26,5%
56.362	262,31	258,50	1,8%	28,6%	28,2%	30,7%	26,5%

FONTE: O autor (2017).

Os resultados mostram que a introdução da cortina de injeções, avaliada individualmente na Condição 2, resulta em um pequeno efeito sobre o valor da subpressão (até 12,4% para vazões abaixo de 5.281m³/s até 5,6% para cheias maiores) o que está de acordo com a teoria básica de que a permeabilidade do meio não tem efeito direto na instauração da subpressão, mas sim como um elemento para aumentar o caminho de percolação da água, refletindo no valor de pico da subpressão, e principalmente nos valores de gradientes hidráulicos e vazões de percolação.

Esses resultados são compatíveis com os apresentados por Levis (2006), que realizou simulações de percolação com modelo hidrogeológico para a barragem de Derivação do Rio Jordão e para barragem de Salto Caxias. Comparando os resultados de análises de permeabilidade com os critérios internacionais e dados de instrumentação de campo, o trabalho mostrou através das simulações que o valor médio de redução da subpressão foi de 10,6% e 21,6% para a barragem de Salto Caxias (no leito do rio e na margem esquerda, respectivamente), a poucos quilômetros da UHE Baixo Iguaçu.

Já o efeito isolado da cortina de drenagem, apresentado na Condição 3, mostra que o impacto na subpressão é de aproximadamente 30%, e é pouco sensível a vazão afluente. Valor semelhante à Condição 4, com a adição de uma galeria de drenagem a jusante, mostrando primeiramente que a finalidade da galeria de jusante volta-se para o alívio da subpressão da laje da bacia e na coleta e direcionamento da água captada.

Novamente os resultados encontrados são compatíveis aos apresentados por Levis (2006) que chegou a um valor de redução da subpressão de 33,1% para o efeito apenas da drenagem na seção do leito do rio.

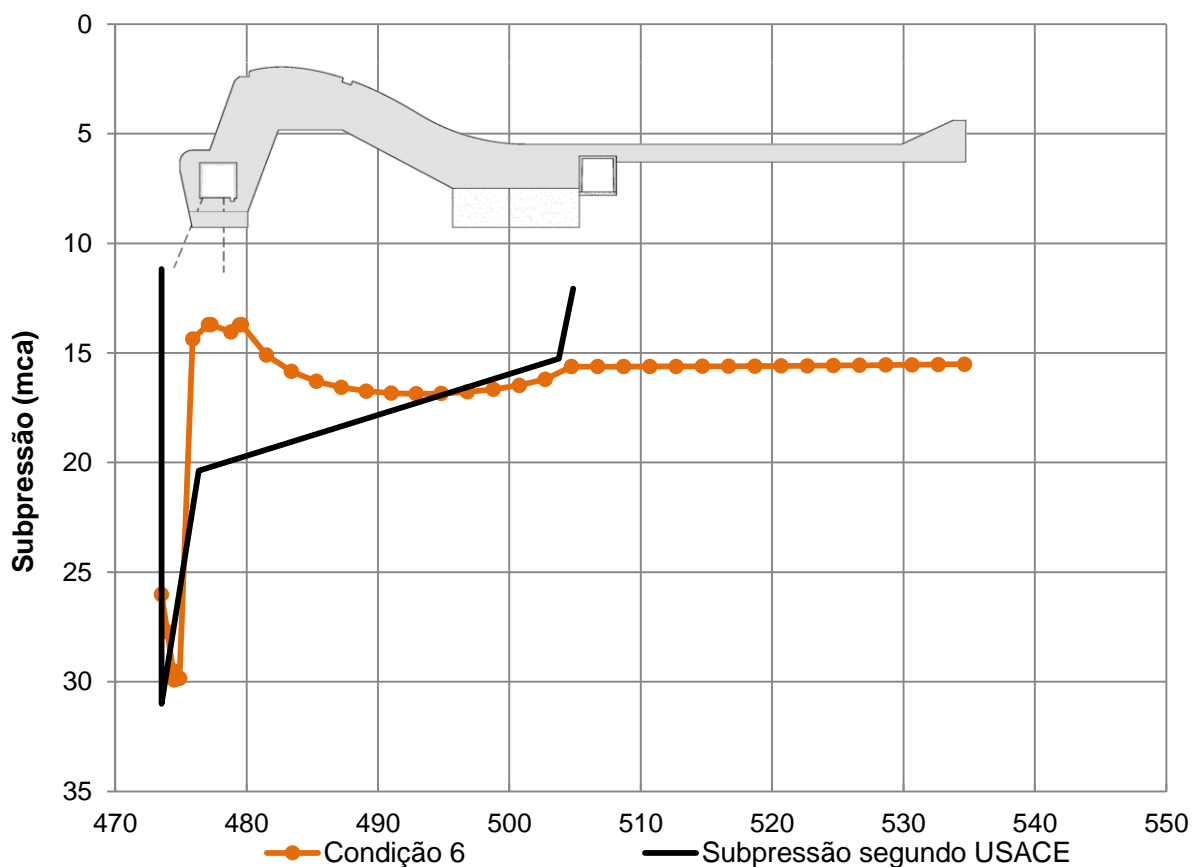
Na Condição 5, que reproduz a condição implantada, com a soma do efeito do sistema de drenagem e cortina de injeção, a diferença com o caso base varia de 35% até 30% para vazões de cheia. Sendo que para Salto Caxias, Levis (2006) chegou a resultados entre 23,6% e 45,7% para seções na margem esquerda e leito do rio, respectivamente.

A Condição 6, assim como a Condição 5, considera a soma dos efeitos das duas galerias de drenagem e cortina de injeção. No entanto, nesse caso há consideração de ineficiência dos drenos. Conforme já colocado, o sistema de drenagem foi considerado com uma eficiência de 66,7%, aplicado no espaçamento médio entre os furos de drenagem. Com essa consideração houve uma redução em relação ao caso base variável de 30% para vazões menores até 26,5% para vazões de cheia.

Os valores de subpressão encontrados na Condição 6 foram utilizados como valores fixos nas análises probabilísticas para determinação da probabilidade de falha da estrutura do vertedouro.

A FIGURA 62 apresenta a distribuição de subpressão para a Condição 6 e a distribuição segundo o critério de projeto do USACE (1995). A distribuição apresentada reforça o conservadorismo esperado de uma normativa recomendatória. Em valores absolutos, tomando como exemplo a vazão de 2.598 m³/s, vazão máxima turbinada, a diferença é de 8,0%, enquanto para a cheia decamilenar essa diferença chega a 23,7%.

FIGURA 62 – Comparação de subpressão entre a Condição 6 e critério do USACE para vazão $Q=2.598 \text{ m}^3/\text{s}$



FONTE: O autor (2017).

Os resultados apresentados nesta seção, bem como a discussão e comparação com a barragem de Salto Caxias, foram importantes para validar o modelo hidrogeológico.

8.2 PROBABILIDADE DE FALHA

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados das simulações de Monte Carlo que determinaram a probabilidade de falha da estrutura para cada condição analisada.

Os resultados de probabilidade de falha estão divididos em duas partes: a primeira referente à vertente do estudo que considerou a subpressão como um valor fixo e a segunda onde são apresentados os resultados considerando a subpressão a partir da variável aleatória “Eficiência de Drenagem”.

Optou-se pela apresentação dos resultados em forma de curvas de fragilidade, que relacionam a probabilidade de falha da estrutura com o valor da vazão afluente.

A TABELA 41 resume e organiza os resultados das análises de probabilidade de falha da estrutura considerando a subpressão fixa proveniente da análise de percolação a partir do modelo hidrogeológico construído.

Nesta tabela os valores da coluna “probabilidade anual de excedência” foram apresentados no Capítulo 6.3 e representam a probabilidade das vazões de cheia serem igualadas ou superadas. Essa probabilidade deve ser considerada a fim de obter a probabilidade “global” de falha da estrutural (GARCÍA *et. al* 2012).

A probabilidade de falha, p_f , é obtida dividindo-se o número de ocorrências de falha pelo número de avaliações, que no presente estudo sempre de 5.000.000. Para obter a probabilidade “global” apresentada na tabela, esse quociente é multiplicado pela probabilidade anual de excedência.

O valor de Tempo de Recorrência é uma maneira usual de se apresentar resultados probabilísticos. No entanto, a interpretação tanto da probabilidade de falha quanto do tempo de recorrência associado não deve ser realizada como valores absolutos e exatos. Por exemplo: o correto seria interpretar a probabilidade de falha para uma vazão afluente de 200 m³/s como uma probabilidade da ordem de 10⁻⁴ (uma em 10.000) ou ainda para vazão afluente de 1.048 m³/s a probabilidade é da ordem de 10⁻⁵ a 10⁻⁶ (uma entre 100.000 a 1.000.000).

Para os valores de vazão afluente onde não houve falha, a probabilidade de falha pode ser interpretada como superior ao número de avaliações realizadas.

TABELA 41 – Resultados de Probabilidade de Falha - Subpressão proveniente do Modelo Hidrogeológico

Vazão afluente (m ³ /s)	NA Montante (msnm)	NA Jusante (msnm)	Prob. Anual de Excedência	Número de Falhas	P_f	TR (anos)
200	259,00	241,14	1	194	3,9E-05	25.773
573	259,00	241,59	1	149	3,0E-05	33.557
1.048	259,00	242,10	1	80	1,6E-05	62.500
2.598	259,00	243,06	1	21	4,2E-06	238.095
5.281	259,00	244,38	8,4E-01	5	8,4E-07	1.192.194
22.485	259,00	249,51	4,0E-02	0	< 2,0E-07	> 5.000.000
35.090	259,00	253,18	4,3E-03	0	< 2,0E-07	> 5.000.000
43.343	259,00	255,48	1,0E-03	0	< 2,0E-07	> 5.000.000
47.481	260,00	256,80	4,8E-04	0	< 2,0E-07	> 5.000.000
49.742	260,60	257,27	3,2E-04	0	< 2,0E-07	> 5.000.000
53.585	261,60	257,92	1,6E-04	0	< 2,0E-07	> 5.000.000
56.362	262,31	258,50	1,0E-04	0	< 2,0E-07	> 5.000.000

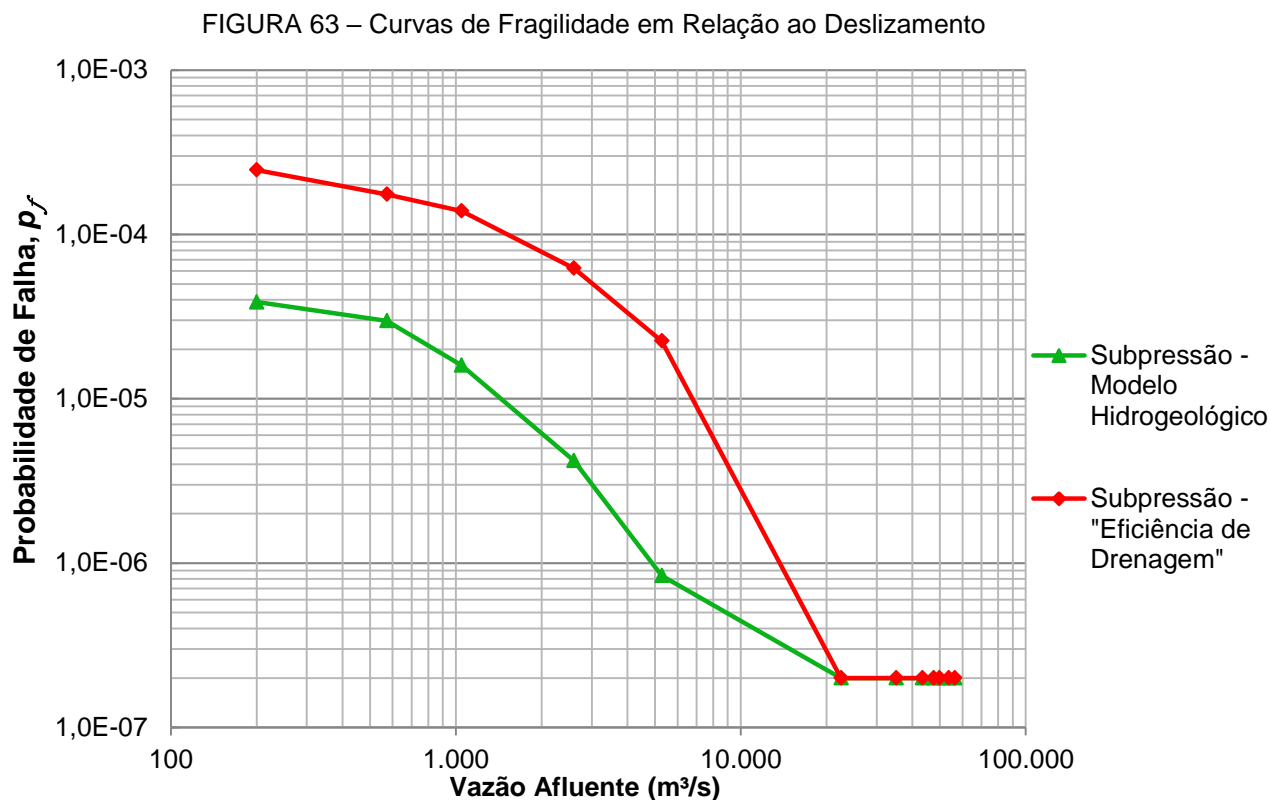
A TABELA 42 resume e organiza os resultados das análises de probabilidade de falha da estrutura considerando a subpressão a partir da variável “Eficiência de Drenagem”. Neste caso as simulações de Monte Carlo foram realizadas considerando nove variáveis aleatórias.

TABELA 42 – Resultados de Probabilidade de Falha - Subpressão a partir da Variável Aleatória “Eficiência de Drenagem”

Vazão afluente (m ³ /s)	NA Montante (msnm)	NA Jusante (msnm)	Prob. Anual de Excedência	Número de Falhas	P_f	TR (anos)
200	259,00	241,14	1	1232	2,5E-04	4.058
573	259,00	241,59	1	877	1,8E-04	5.701
1.048	259,00	242,10	1	694	1,4E-04	7.205
2.598	259,00	243,06	1	311	6,2E-05	16.077
5.281	259,00	244,38	8,4E-01	134	2,2E-06	44.485
22.485	259,00	249,51	4,0E-02	0	<2,0E-07	>5.000.000
35.090	259,00	253,18	4,3E-03	0	<2,0E-07	>5.000.000
43.343	259,00	255,48	1,0E-03	0	<2,0E-07	>5.000.000
47.481	260,00	256,80	4,8E-04	0	<2,0E-07	>5.000.000
49.742	260,60	257,27	3,2E-04	0	<2,0E-07	>5.000.000
53.585	261,60	257,92	1,6E-04	0	<2,0E-07	>5.000.000
56.362	262,3	258,5	1,0E-04	0	<2,0E-07	>5.000.000

FONTE: O autor (2017).

A FIGURA 63 apresenta a curva de fragilidade para o vertedouro em relação ao deslizamento.



FONTE: O autor (2017).

Na figura é possível observar que a curva de fragilidade quando a subpressão é calculada pelo modelo hidrogeológico, resulta em uma condição de segurança mais favorável em relação à curva quando a subpressão é considerada como variável. Isso porque, no caso da análise probabilística, o conservadorismo embutido nos métodos simplificados de estimativa da subpressão, demonstrado pelos resultados apresentados no Capítulo 8.1, se reflete em probabilidades mais altas do que as reais.

O formato da curva indica que a condição mais crítica, ou seja, a condição que apresenta a maior probabilidade de falha, acontece para vazões afluentes mais baixas. Isso por que, essas vazões baixas estão relacionadas a baixos níveis de água de jusante. Não é nenhuma surpresa que para a condição de deslizamento, a combinação de níveis de água de montante e jusante que apresentarem o maior desnível deve ser o ponto mais crítico ao deslizamento.

Para vazões afluentes com recorrência superior a 25 anos, nota-se que não houve nenhum evento de falha, e conseqüentemente a probabilidade de falha é inferior a uma em 5.000.000.

Os resultados obtidos utilizando o modelo hidrogeológico mostram que, a maior probabilidade anual de falha da estrutura do vertedouro ($Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$) é da ordem de uma em 100.000, enquanto para a vazão máxima de operação a probabilidade é da ordem de uma em 1.000.000.

8.3 ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

As análises de sensibilidade realizadas para os parâmetros de resistência da interface concreto-rocha de fundação, parâmetros de resistência da camada da junta-falha, e eficiência de drenagem seguiram o mesmo método de análise e simulação das análises considerando a subpressão a partir da variável “Eficiência de Drenagem”, levando em consideração as nove variáveis aleatórias.

A seguir são apresentados os resultados das análises de sensibilidade realizadas.

8.3.1 Parâmetros de Resistência da Junta-falha

A junta-falha identificada é certamente o elo mais fraco entre a estrutura e a fundação, e, sabendo disso, o projeto do vertedouro foi concebido de maneira a minimizar ou mesmo desprezar a parcela de contribuição dessa camada. No entanto, para a análise de probabilidade de falha da estrutura essa parcela de resistência foi considerada.

A TABELA 43 resume o valor da probabilidade de falha considerando um cenário otimista e pessimista para a variável aleatória “Coesão” e “Ângulo de Atrito” da junta-falha.

Conforme apresentado na TABELA 34, o cenário otimista considera uma situação hipotética na qual os parâmetros médios são maiores que o cenário base de cálculos, enquanto no cenário pessimista os parâmetros são mais baixos.

TABELA 43 – Análise de Sensibilidade: Cenário Otimista e Pessimista para os Parâmetros de Resistência da Junta-falha.

Vazão associada	Prob. Anual de excedência	Cenário Otimista			Cenário Pessimista		
		Número de Falhas	P_f	TR (anos)	Número de Falhas	P_f	TR (anos)
200	1	297	5,9E-05	16.835	4.408	8,8E-04	1.134
573	1	200	4,0E-05	25.000	3.670	7,3E-04	1.362
1.048	1	180	3,6E-05	27.778	2.957	5,9E-04	1.691
2.598	1	77	1,5E-06	64.935	1.784	3,6E-04	2.803
5.281	8,4E-01	26	4,4E-06	229.268	659	1,1E-05	9.045
22.485	4,0E-02	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
35.090	4,3E-03	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
43.343	1,0E-03	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
47.481	4,8E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
49.742	3,2E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
53.585	1,6E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
56.362	1,0E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000

FONTE: O autor (2017).

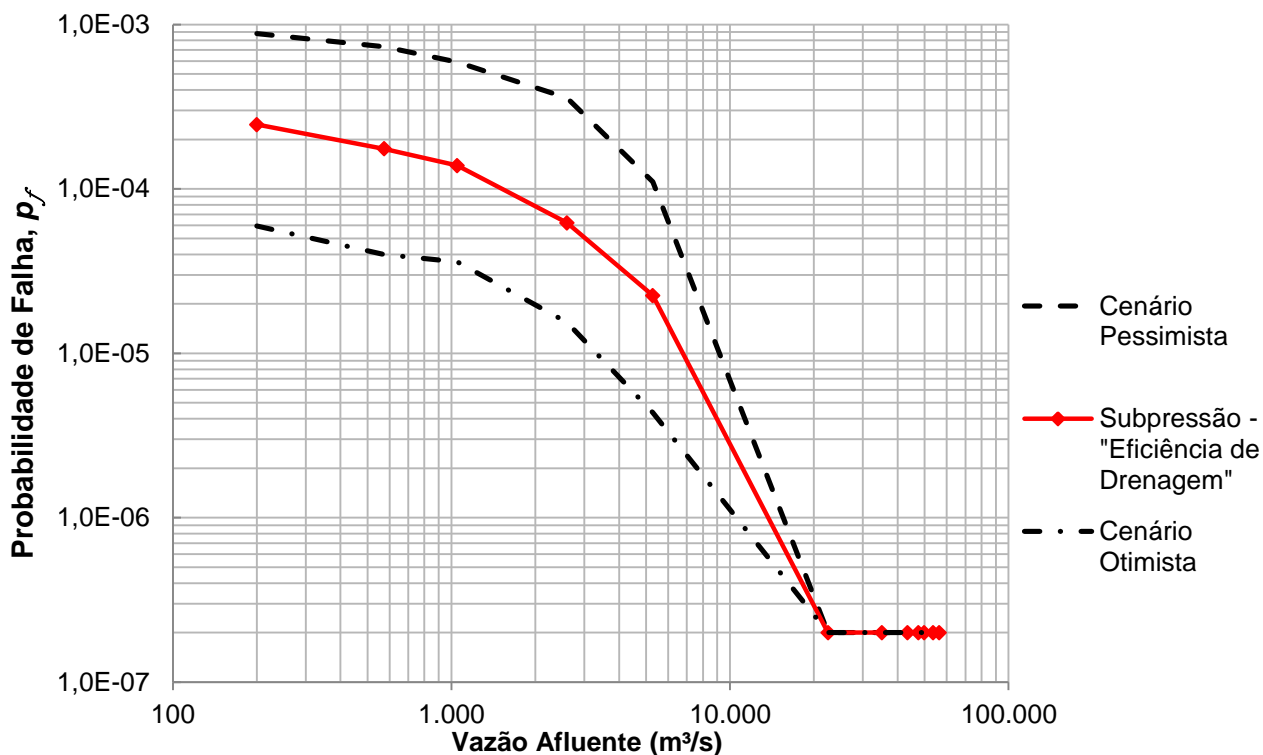
A FIGURA 64 apresenta a curvas de fragilidade considerando limites superiores e inferiores determinados pelos cenários pessimista e otimista, respectivamente. A curva central representa o cenário base já apresentado no Capítulo 8.2 para o caso onde a subpressão é função da variável “Eficiência de Drenagem”.

Essa análise é pertinente porque em se tratando de uma obra ainda em etapa de projeto executivo, durante as escavações pode haver surpresas quanto à qualidade da rocha de fundação, sejam elas positivas ou negativas. Assim, a determinação das curvas limites superior e inferior buscou prever a resposta da estrutura para cenários diferentes do cenário de cálculo, evitando surpresas por desconhecimento.

A análise aponta que, em caso do cenário real se aproximar do cenário pessimista, a probabilidade de falha máxima está entre uma em 1.000 e uma em 10.000, enquanto para valores de vazão maiores, por exemplo no caso da vazão turbinada de 2.598 m³/s a probabilidade é sensivelmente afetada diminuindo em uma ordem de grandeza (de uma em 100.000 para uma em 10.000). Esse resultado aponta que a resistência da camada da junta-falha

possui influência na estabilidade do bloco do vertedouro, e seria desnecessariamente conservador desconsiderar a sua contribuição.

FIGURA 64 – Análise de Sensibilidade dos Parâmetros de Resistência da Junta-falha: Limites da Curva de Fragilidade



FONTE: O autor (2017).

8.3.2 Parâmetros de Resistência da Interface Concreto-Rocha

Segundo a FIGURA 47, os parâmetros da interface concreto-rocha, coesão e ângulo de atrito, são as variáveis aleatórias que mais impactam nos resultados das simulações. Sendo assim, o trecho da interface concreto-rocha de fundação representa a maior parcela de resistência responsável pela estabilidade ao deslizamento.

Conforme apresentado na TABELA 35, o cenário otimista considera uma situação hipotética na qual os parâmetros médios são maiores que no cenário base de cálculos, enquanto no cenário pessimista os parâmetros são mais baixos.

A TABELA 44 resume o valor da probabilidade de falha considerando um cenário otimista e pessimista para a variável aleatória “Coesão” e “Ângulo de Atrito” da interface concreto-rocha.

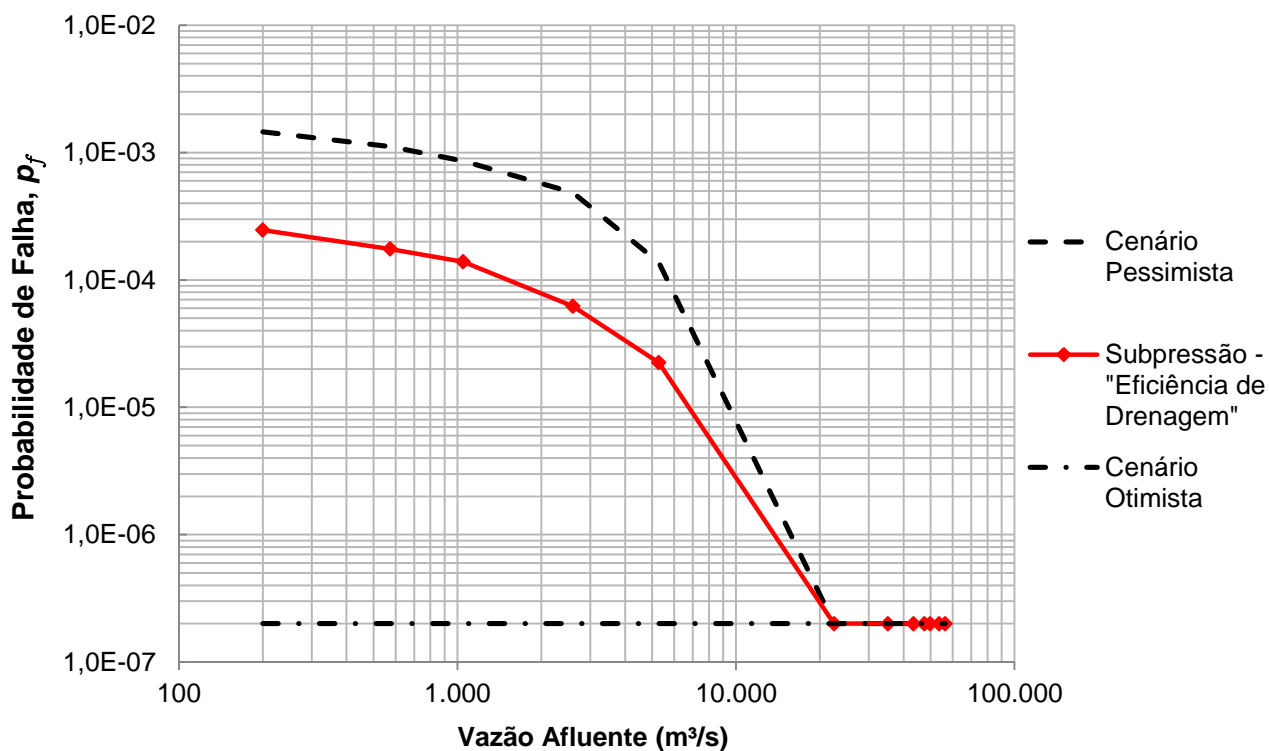
TABELA 44 – Análise de Sensibilidade: Cenário Otimista e Pessimista para os Parâmetros de Resistência da Interface Concreto-Rocha

Vazão associada	Prob. Anual de excedência	Cenário Otimista			Cenário Pessimista		
		Número de Falhas	P_f	TR (anos)	Número de Falhas	P_f	TR (anos)
200	1	0	< 2,0E-07	>5.000.000	7.253	1,5E-03	689
573	1	0	< 2,0E-07	>5.000.000	5.575	1,1E-03	897
1.048	1	0	< 2,0E-07	>5.000.000	4.306	8,6E-04	1.161
2.598	1	0	< 2,0E-07	>5.000.000	2.418	4,8E-04	2.068
5.281	8,4E-01	0	< 2,0E-07	>5.000.000	8.19	1,4E-05	7.278
22.485	4,0E-02	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
35.090	4,3E-03	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
43.343	1,0E-03	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
47.481	4,8E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
49.742	3,2E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
53.585	1,6E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
56.362	1,0E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000

FONTE: O autor (2017).

A FIGURA 65 apresenta a curvas de fragilidade considerando limites superiores e inferiores determinados pelos cenários pessimista e otimista, respectivamente.

FIGURA 65 – Análise de Sensibilidade dos Parâmetros de Resistência da Interface Concreto-Rocha: Limites da Curva de Fragilidade



FONTE: O autor (2017).

Os resultados das simulações apontam que em um cenário otimista, onde os parâmetros geotécnicos da interface concreto-rocha fossem superiores aos valores característicos de cálculo, a probabilidade de falha da estrutura seria muito baixa, menor que $2 \cdot 10^{-7}$, não apresentando risco considerável para estrutura.

Já para o caso de um cenário pessimista igual ao considerado, a probabilidade de falha da estrutura aumenta consideravelmente excedendo uma ordem de grandeza em relação ao caso base de cálculo.

8.3.3 Eficiência de Drenagem

A TABELA 45 resume o valor da probabilidade de falha considerando um cenário otimista e pessimista para a variável aleatória "Eficiência de Drenagem". O cenário otimista considera que o valor mais provável para a eficiência de drenagem é 75% enquanto para o cenário pessimista 50%.

Os resultados das simulações mostram que, no cenário otimista, as probabilidades pouco se alteram em relação ao caso base, onde o valor mais provável para a eficiência de drenagem é de 66,67%. Por outro lado, o cenário pessimista aponta um aumento na probabilidade de falha, no entanto, a ordem de grandeza não se altera.

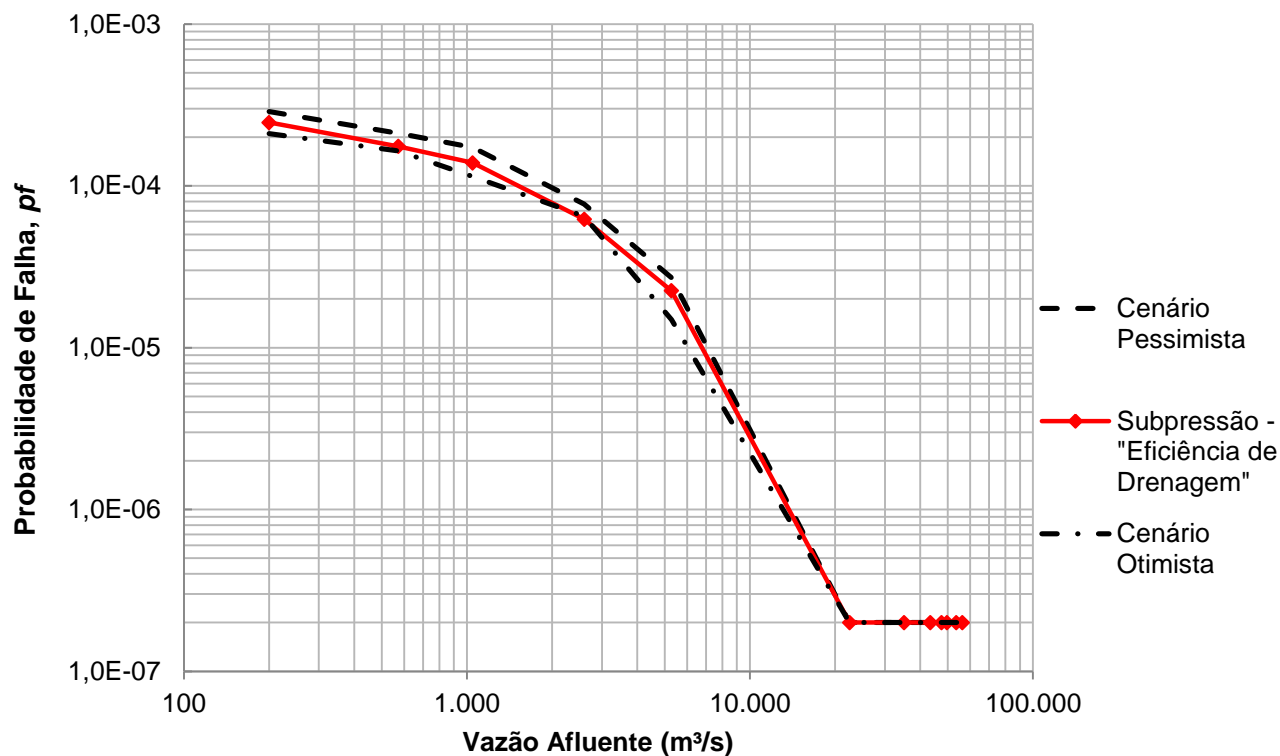
TABELA 45 – Análise de Sensibilidade: Cenário Otimista e Pessimista para a Eficiência de Drenagem

Vazão associada	Prob. Anual de excedência	Cenário Otimista			Cenário Pessimista		
		Número de Falhas	P_f	TR (anos)	Número de Falhas	P_f	TR (anos)
200	1	1.053	2,1E-04	4.748	1.441	2,9E-04	3.470
573	1	821	1,6E-04	6.090	1.058	2,1E-04	4.726
1.048	1	572	1,1E-04	8.741	863	1,7E-04	5.794
2.598	1	324	6,5E-05	15.432	386	7,7E-05	12.953
5.281	8,4E-01	89	1,5E-05	66.977	161	2,7E-05	37.025
22.485	4,0E-02	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
35.090	4,3E-03	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
43.343	1,0E-03	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
47.481	4,8E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
49.742	3,2E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
53.585	1,6E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000
56.362	1,0E-04	0	< 2,0E-07	>5.000.000	0	< 2,0E-07	>5.000.000

FONTE: O autor (2017).

A FIGURA 66 apresenta a curvas de fragilidade considerando limites superiores e inferiores determinados pelos cenários pessimista e otimista, respectivamente.

FIGURA 66 – Análise de Sensibilidade da Eficiência de Drenagem: Limites da Curva de Fragilidade



FONTE: O autor (2017).

Para os três cenários analisados, a probabilidade para vazões de cheia acima do TR 25 anos (22.485m³/s) a probabilidade de deslizamento é muito pequena, abaixo de uma em 5.000.000. Isto reforça a conclusão de que o desnível entre os níveis de água de montante e jusante são preponderantes na análise ao deslizamento, ou seja, mesmo com parâmetros geotécnicos mais baixos ou eficiência de drenagem menor, para vazões de cheia acima de 25 anos de recorrência, o impacto sobre o deslizamento da estrutura é nulo.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Este trabalho foi desenvolvido com o intuito de determinar a influência das características do maciço rochoso de fundação (e região da interface concreto-rocha) sobre a probabilidade de falha por deslizamento. Para atingir este objetivo, primeiramente foi apresentado, detalhadamente, o procedimento para estimativa dos parâmetros de resistência da fundação e o procedimento para estimativa da subpressão a partir de modelo hidrogeológico pelo método dos elementos finitos.

Foi utilizado como estudo de caso a estrutura do vertedouro da UHE Baixo Iguaçu/PR que se encontrava em construção durante o desenvolvimento deste trabalho. Para o desenvolvimento das análises, foram estudadas as características do maciço basáltico da região e a previsão do regime de operação da usina.

Para estimar a probabilidade de falha por deslizamento, foi determinada a equação que representa a segurança ao deslizamento e encontrado o plano de fraqueza ou plano potencial de ruptura. A partir desta equação foram determinadas todas as variáveis que influem no deslizamento da estrutura: peso da estrutura, peso da rocha incorporada, ocorrência de evento sísmico, eficiência da drenagem no controle da subpressão e a resistência ao cisalhamento na interface concreto-rocha e no plano de fraqueza (junta-falha), totalizando nove variáveis.

Especificamente para as variáveis relacionadas ao maciço rochoso, unidade de análise desta pesquisa, foi realizado um estudo de percolação de água pela fundação através do método dos elementos finitos para determinação da eficiência dos tratamentos de fundação (injeções e cortina de drenagem) no controle da subpressão.

No campo da resistência, a obtenção dos parâmetros geotécnicos da interface concreto-rocha e da junta-falha foi baseada nos dados de sondagens, ensaios realizados e na análise tensões na base da estrutura. A faixa de tensões à qual a estrutura estará submetida durante a vida útil foi utilizada como dado de entrada do modelo de Hoek-Brown permitindo a estimativa de valores máximos, mínimos e médios para os parâmetros geotécnicos.

A estimativa da probabilidade de falha da estrutura foi realizada pelo Método de Monte Carlo, utilizando a equação de segurança ao deslizamento como limite último de falha ou ruptura e utilizando as distribuições de probabilidade definidas e seus parâmetros: média, desvio padrão e valor mais provável, para as variáveis aleatórias segundo a literatura.

Foram obtidos resultados de probabilidade de falha utilizando a subpressão calculada pelo modelo hidrogeológico e a partir de método simplificado recomendado pelo *U.S. Army Corps of Engineers*.

Com o objetivo de explorar ainda mais a influência das características da fundação, são apresentados resultados de análises de sensibilidade utilizando cenários otimistas e pessimistas para os parâmetros geotécnicos e para a eficiência de drenagem.

Como o estudo realizado considera apenas a segurança ao deslizamento, sem verificar a hipótese de abertura de fissura à montante, considera-se a modelagem adequada ao fenômeno considerado.

Deve ser enfatizado que os resultados e conclusões são limitados às condições particulares da estrutura analisada, não devendo ser extrapolados para outros empreendimentos.

9.1 CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados apresentados pode-se listar as seguintes conclusões:

- Os valores de subpressão obtidos do modelo hidrogeológico em elementos finitos são confiáveis e podem ser utilizados para análise de estabilidade e dimensionamento de estruturas;
- O sistema de drenagem e as injeções causam juntos uma redução de 26,5 a 29,4% no valor da subpressão;
- Para a vazão máxima turbinada ($Q=2.598\text{m}^3/\text{s}$) o valor da subpressão foi aproximadamente 8,0% menor que o valor calculado a partir do critério do *U.S. Army Corps of Engineers*, enquanto para a cheia decamilenária ($Q=56.362\text{ m}^3/\text{s}$) a diferença alcança 23,7%.

- A probabilidade de falha do vertedouro da UHE Baixo Iguaçu decresce em função do aumento da vazão afluyente chegando a quase zero (menor que 2.10^{-7}) para vazões com recorrência acima de 25 anos ($22.485\text{m}^3/\text{s}$);
- A condição mais crítica ocorre quando da operação prolongada a uma vazão afluyente de $200\text{ m}^3/\text{s}$ (vazão ecológica), onde há o maior desnível entre os níveis de água de montante e jusante, resultando em uma probabilidade de falha da ordem de uma em 10.000;
- Para a operação normal da usina com vazão afluyente de $2.598\text{ m}^3/\text{s}$ a probabilidade de falha por deslizamento é de $4,2.10^{-6}$, da ordem de uma em 1 milhão (considerando a subpressão estimada pelo modelo hidrogeológico);
- As análises de sensibilidade mostram que os parâmetros de resistência da interface concreto-rocha são os mais influentes no valor da probabilidade de falha;
- Para o cenário otimista considerado, a probabilidade de falha se mostrou inferior a 2.10^{-7} , enquanto para o cenário pessimista, a probabilidade encontrada foi da ordem de uma em 1.000;
- Os resultados encontrados reforçam o alerta aos cuidados que devem ser tomados ao realizar e interpretar ensaios geotécnicos. A adoção de parâmetros geotécnicos que não representem corretamente a condição do maciço rochoso de fundação pode resultar em uma falsa ideia de segurança, e expor a estrutura a uma probabilidade de falha acima do aceitável.

9.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

O objetivo geral deste trabalho foi determinar a probabilidade de falha de estruturas ao deslizamento resultando em um “mapa” que permite avaliar a probabilidade de falha ao deslizamento em função da vazão efluente e operação da usina.

A partir dos resultados encontrados e limitações desta pesquisa sugere-se como temas de pesquisa futura:

- Determinar “mapas” para avaliar a probabilidade de falha por outros mecanismos, como tombamento ou tensões na base da estrutura;
- Análise de risco: incluir a afetação de pessoas e dano material para avaliar qual a faixa de risco que a usina se encontra segundo normas internacionais;
- Acompanhar os resultados de instrumentação após a conclusão da obra e comparar com os resultados das análises de percolação pelo modelo hidrogeológico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 – **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS. NBR 15421:2006 - **Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

AMARAL, G. J. M. **Análise Dinâmica de Barragens do Tipo Gravidade**. 117p. Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013.

ANDRADE, R. M. A. **Drenagem nas Fundações das Estruturas Hidráulicas – Análise, Interpretação, Prática**. Rio de Janeiro: Centro de Documentação do Depto. de Engenharia Civil da Engevix S.A. – Estudos e Projetos de Engenharia, 1982.

ANDRIOLO, F. R. **The Use of Roller Compacted Concrete**. São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

BARTON, N.; CHOUBEY, V. **The shear strength of Rock Joints in Theory and Practice**. Rock Mechanics, Vol. 10. P.1-54, 1977.

BIENIAWSKI, Z.T. **Engineering Rock Mass Classification**. John Wiley & Sons, New York, p. 251, 1989.

Brown, E.T. and Hoek, E. Trends in Relationships Between Measured *In-Situ* Stresses and Depth. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences** Abstr. Vol. 15, 211-215, 1978.

CFBR – FRENCH DAM AND RESERVOIRS COMMITTEE. **Recommendations for justifications of the Stability of Gravity Dams**, 2012.

COPEL – COMPANHIA PARANAENSE DE ENERGIA. Monitoramento Hidrológico do Rio Iguaçu. Disponível em <<https://www.copel.com/mhbweb/paginas/bacia-iguacu.jsf>>. Acesso em: Março de 2016.

CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT – **Relatório de Qualidade - UHE Baixo Iguaçu**. Setembro, 2016.

COSTA, W. D. **Geologia de Barragens**. 1ª Edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2012

CRUZ, P.T. **100 Barragens Brasileiras**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro, 2003.

EPRI – Electric Power Research Institute. **Uplift Pressures, Shear Strengths, and Tensile Strengths for Stability Analysis of Concrete Gravity Dams**.

Volume 1. Final Report. Denver, Colorado: Stone and Webster Engineering Corp., 1992.

EUROPEAN STANDARD. EN 1990: 2002+A1:2005. Eurocode - **Basis of structural design.** 2002.

GAIOTO, N. **Introdução ao Projeto de Barragens de Terra e Enrocamento.** São Carlos: EESC-USP, 2003.

GARCÍA, L.A.; BUENO, I.E.; LOMBILLO, A.S.; ORTUÑO, M.G.M. Methodology for estimating the probability of failure by Sliding in Concrete Gravity Dams in the Context of Risk Analysis. **Structural Safety** 36-37, p. 1-13. Spain, 2012.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. **Seepage Modeling with Seep/W 2012 - an Engineering Methodology.** Canadá: Geo-Slope International Ltd., 2012.

GUIMARÃES, M. C. A. B. **Análise de Métodos de Avaliação de Subpressão em Estruturas Tipo Gravidade.** 244 p. Dissertação. Universidade de São Paulo, 1988.

GUTIÉRREZ, M. C. **Shear Resistance of Concrete Dams: Laboratory Tests.** Master's Thesis, Norwegian University of Science and Technology, 2013.

GUTSTEIN, D. **Projeto de Estruturas de Barragens de Gravidade de Concreto por meio de Métodos Computacionais: Visão Geral e Metodologia.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 291 f., 2011.

HOEK, E.; CARANZA-TORRES, C.; CORCUM, B. **Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 edition.** In: Mining Innovation and Technology, Toronto, p. 267-273, 2002.

HOEK, E.; MARINOS, P.; BENISSI, M. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) Classification for weak and Sheared Rock Masses. The case of the Athens Schist Formation. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment** 57 (2) p. 151-160, 1998.

ICOLD - International Commission On Large Dams. **Dam Failures Statistical Analysis. Bulletin 99,** 1995.

ICOLD – International Commission on Large Dams. **Dam Foundation. Bulletin 129,** 2005.

ICOLD – International Commission on Large Dams. **Selecting Seismic Parameters for Dams – Guidelines, Bulletin 72,** 2010.

ICOLD – International Commission on Large Dams. **Risk Assessment in Dam Safety Management. Bulletin 130,** 2005.

INTERTECHNE CONSULTORES S.A. **Projeto Básico Consolidado UHE Baixo Iguaçu.** Curitiba, 2014.

INTERTECHNE CONSULTORES S.A. **Vertedouro - Modelo Geológico e Estrutural da Fundação**. Curitiba, 2016.

IQBAL, A. **Probability of Failure for Concrete Gravity Dams for Sliding Failure**. Proposal to solution for the eleventh ICOLD Benchmark Workshop, Master of Science Thesis, Stockholm, Sweden, 2012.

JOHANSSON, F. **Shear Strength of Unfilled and Rough Rock Joints in Sliding Stability. Analysis of Concrete Dams**. PhD Thesis, Division of Soil and Roc Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2009.

JOHANSSON, F. **Stability analyses of large structures founded on rock – an introductory study**. Licentiate Thesis in Soil and Rock Mechanics. Stockholm, Sweden, 2005.

KRÜGER, C. M. **Análise de Confiabilidade Estrutural Aplicada as barragens de concreto**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

LEVIS, S. D. **Verificação da Eficácia dos Sistemas de Vedação e drenagem em Fundações de Barragens de Concreto**. 195 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

MARINOS, P.; HOEK, E. Estimating the Geotechnical Properties of Heterogeneous Rock Masses such as Flysch. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment** **60** p. 82-92, 2001.

MARINOS, V.; MARINOS, P.; HOEK, E. The Geological Strength Index: Applications and Limitations. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment** **67** p. 55-65, 2005.

MARQUES FILHO, J. **Maçãos Experimentais de Laboratório de Concreto Compactado com Rolo Aplicado às Barragens**. 247 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MARQUES FILHO, P. L. **Geologia de Barragens e Obras Hidrelétricas**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 1986. 230p. (Documento não publicado).

MEHTA, P.; MONTEIRO, P. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 1ª Edição, São Paulo: IBRACON, 2008.

MELCHERS R.E. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. Second Edition. John Wiley & Sons, Australia, 1999.

MME – Ministério de Minas e Energia. **Manual de Inventário Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas**. Rio de Janeiro, CEPEL, 2007.

NOWAK, A. S.; COLLINS, K. R. **Reliability of Structures**. McGraw-Hill, 2000.

PATTON, F. D. **Multiple Modes of Shear Failure in Rock**. 1st ISRM Congress, Lisbon Portugal, 1966.

ORACLE Crystal Ball. Disponível em: <<http://www.oracle.com/br/products/applications/crystalball/index.html>> (2012).

PORTAL ACTION. Modelos probabilísticos contínuos / 6.2 - Distribuição Normal. Disponível em <<http://www.portalaction.com.br/probabilidades/62-distribuicao-normal>> Acesso em Abril de 2017.

Rocha, M. **Mecânica das Rochas**, 446 p. LNEC, Lisboa, 1981.

ROCSCIENCE, INC. RocLab v1,0 – **Rock Mass Strength Analysis Using the Hoek Brown Failure Criterion**. 2002.

ROCSCIENCE INC. Phase2 v6.0 – **Two-Dimensional Finite Element Slope Stability Analysis**. 2005.

ROCSCIENCE INC. Slide v5.0 – **Two-Dimensional Limit-Equilibrium Analysis of Soil and Rock Slopes**. 2003.

RUGGERI, G. **Sliding Stability of Existing Gravity Dams – Final Report**. ICOLD European Club. 2004.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. EM 1110-1-2908: **Engineering and Design: Rock Foundations**. Washington DC, 1994.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. EM 1110-2-2100: **Stability Analysis of Concrete Structures**. Washington DC, 2005.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. EM 1110-2-2200: **Engineering and Design – Gravity Dams**. Washington DC, 1995.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. EM 1110-2-2502: **Retaining and Flood Walls**. Washington DC, 1989.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. ETL - 1110-2-556, **Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies**, Washington, DC, 1999.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. ETL 1110-2-256 **Sliding Stability for Concrete Structures**. Washington DC, 1981.

U. S. BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Gravity Dams**. Denver, 1976.

VALLEJO, L. G.; FERRER, M. ORTUÑO, L. OTEO, C. **Ingeniería Geológica**, Person Educación, Madrid Espanha: 2002.

VIEIRA, V.P.P.B. **Análise de Risco em Recursos Hídricos: Fundamentos e Aplicação**. 1. ed. ABRH, 2005.

Westberg, M. **Reliability-based evaluation of concrete dams**, Licentiate Thesis. Lund, Sweden, 2007.

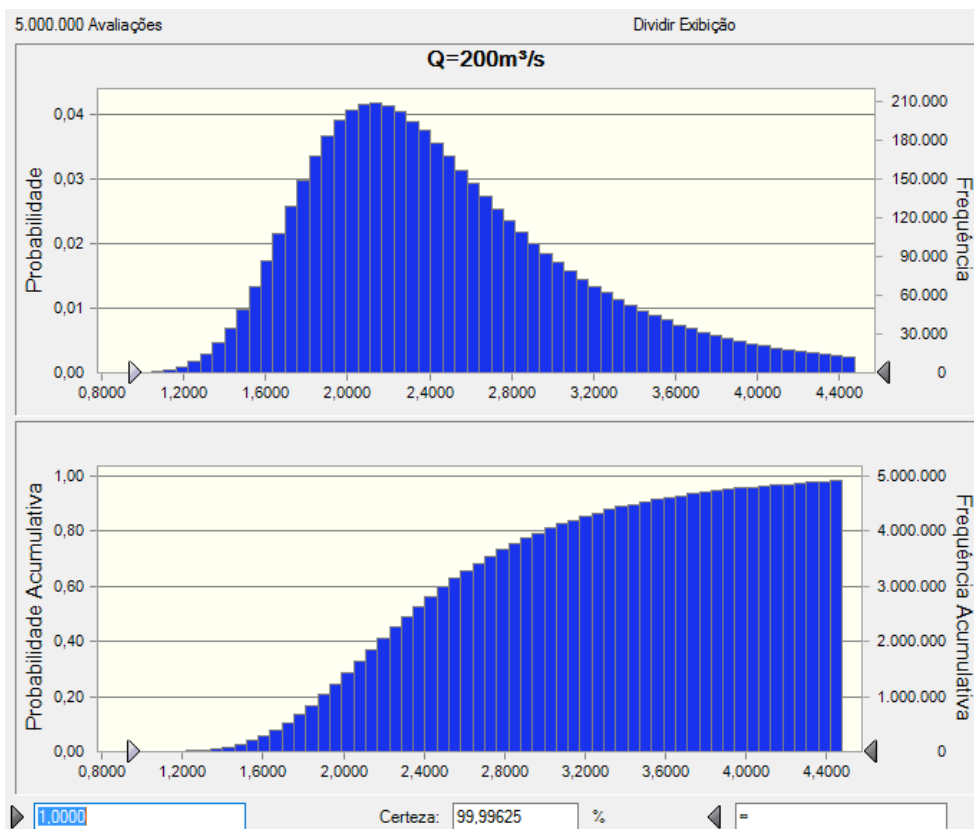
WYLLIE, D. C. **Foundations on Rock: Engineering Practice**. 2^o Edition, E & FN Spon: London and New York, 2003.

APÊNDICE 1 – HISTOGRAMAS DAS ANÁLISES DE PROBABILIDADE UTILIZANDO MODELO HIDROGEOLÓGICO

1. CARREGAMENTOS E HISTOGRAMAS

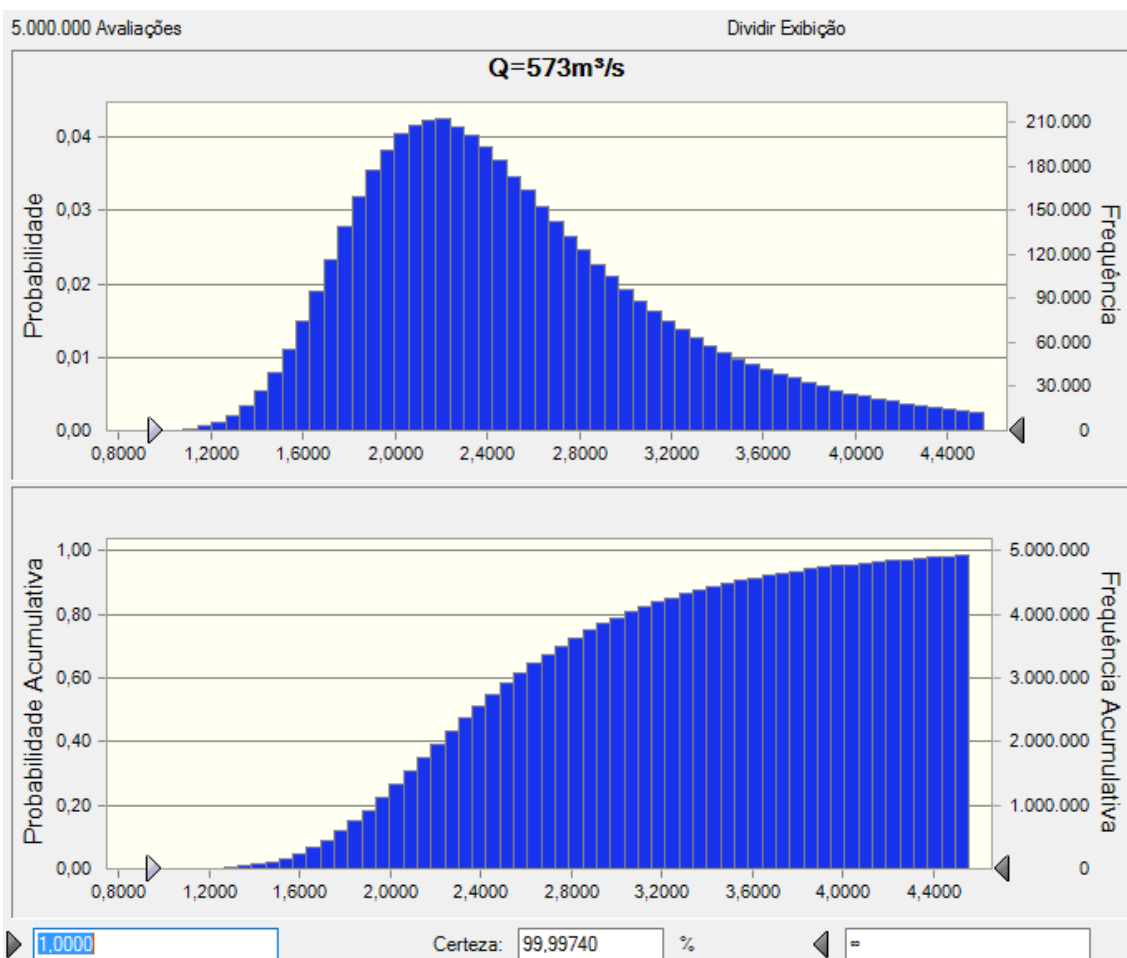
1.1 VAZÃO $Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	117.802	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	21.165	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.432	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	617	KN
Subpressão Vertical	122.329	KN
Peso de Água Montante	35.092	KN
Peso de Água Jusante	16.337	KN
Força inercial Vertical (Concreto + Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horiz. (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical (Pesos de água)	771	KN
	ΣV 185.187	KN
	ΣH 107.205	KN



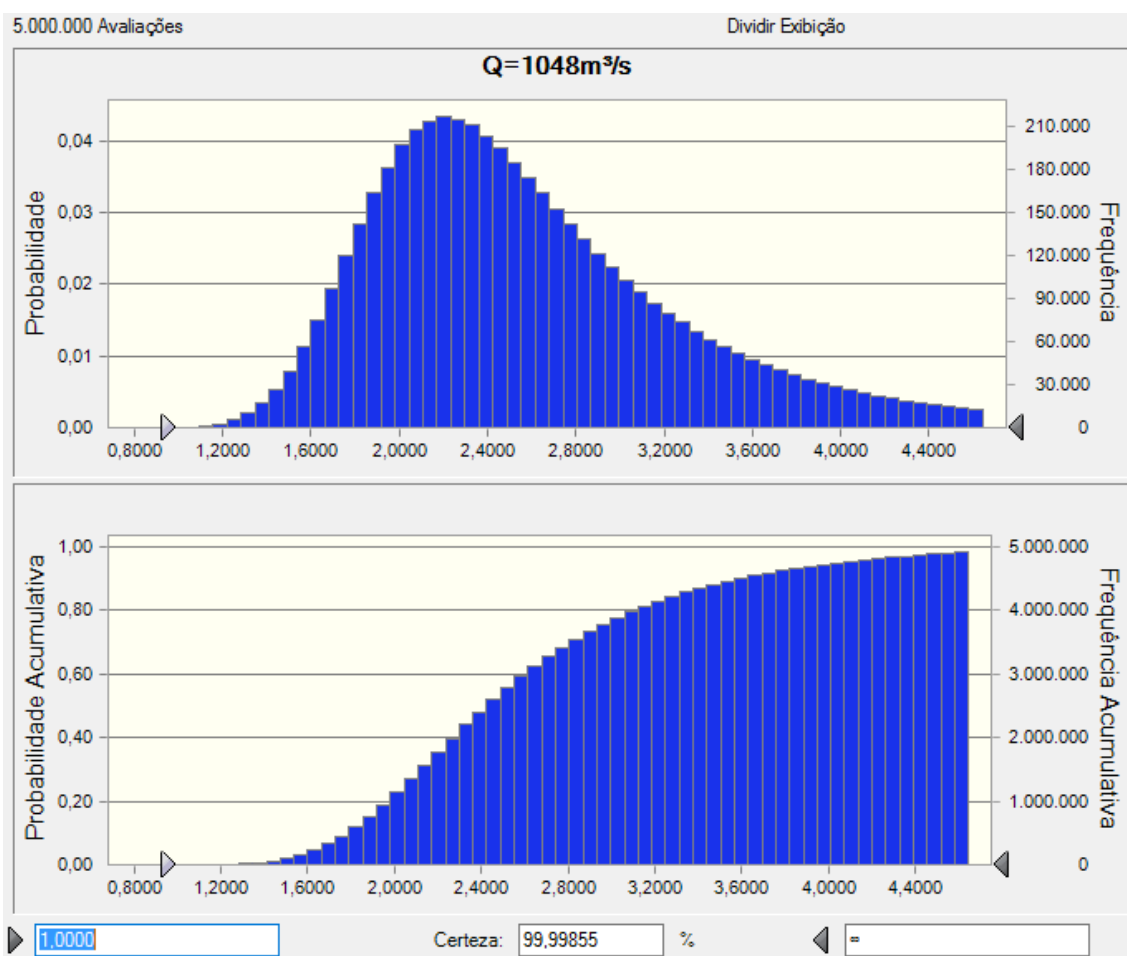
1.2 VAZÃO $Q=573 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos	
Peso do concreto	193.392,3 KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6 KN
Empuxo Hidrostático Montante	117.802 KN
Empuxo Hidrostático Jusante	22.640 KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.432 KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	660 KN
Subpressão Vertical	123.684 KN
Peso de Água Montante	35.092 KN
Peso de Água Jusante	18.704 KN
Força inercial Vertical (Concreto + Rocha incorporada)	3.912 KN
Força inercial Horiz. (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519 KN
Força inercial Vertical (Pesos de água)	807 KN
	ΣV 186.163 KN
	ΣH 105.773 KN



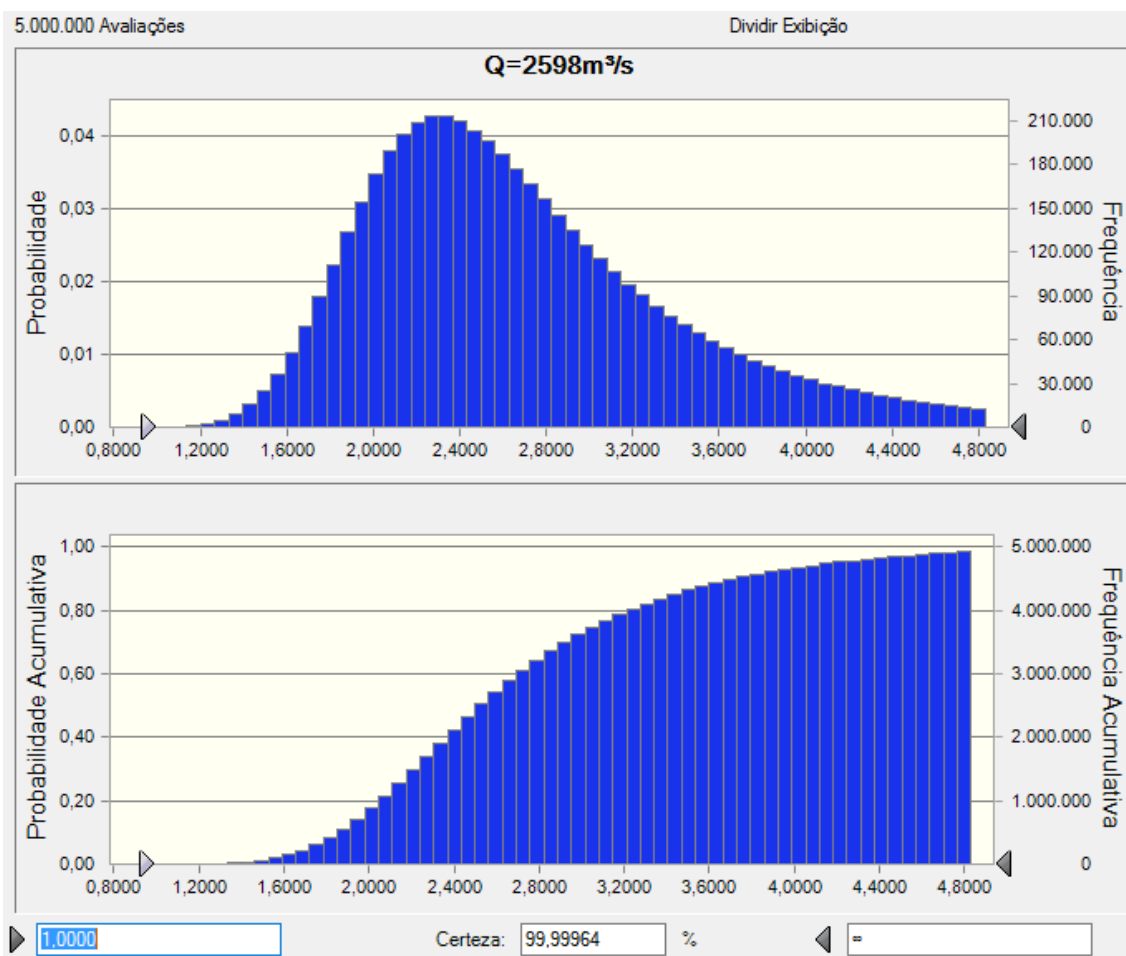
1.3 VAZÃO $Q=1.048 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	117.802	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	24.371	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.432	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	710	KN
Subpressão Horizontal	0	KN
Subpressão Vertical	125.210	KN
Peso de Água Montante	35.092	KN
Peso de Água Jusante	20.805	KN
Força inercial Vertical (Concreto + Rocha incorporada)	3.912	
Força inercial Horiz. (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	
Força inercial Vertical (Pesos de água)	838	
	ΣV	186.707 KN
	ΣH	104.093 KN



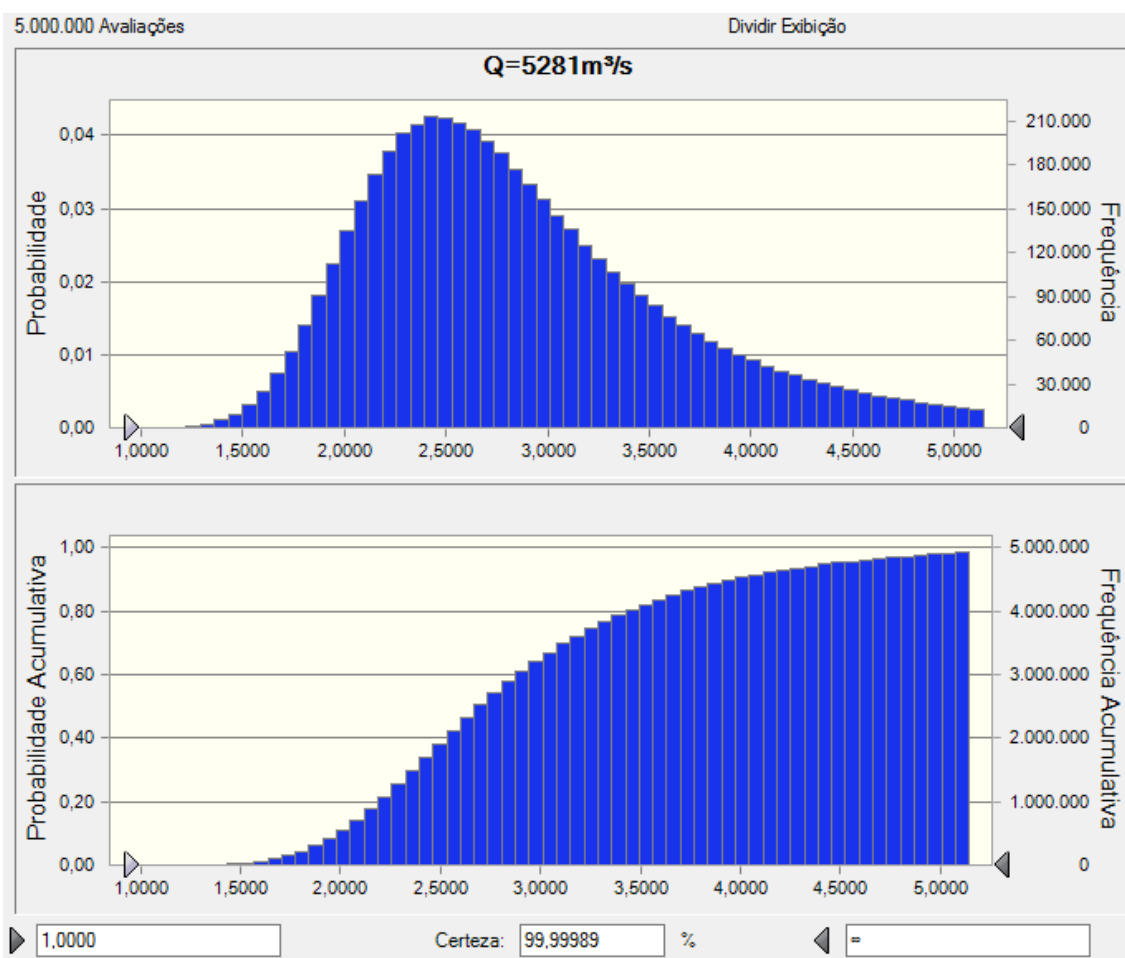
1.4 VAZÃO $Q=2.598 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	117.802	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	27.802	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.432	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	810	KN
Subpressão Vertical	128.054	KN
Peso de Água Montante	35.092	KN
Peso de Água Jusante	24.885	KN
Força inercial Vertical (Concreto+Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical Pesos de água	900	KN
	ΣV	187.882 KN
	ΣH	100.761 KN



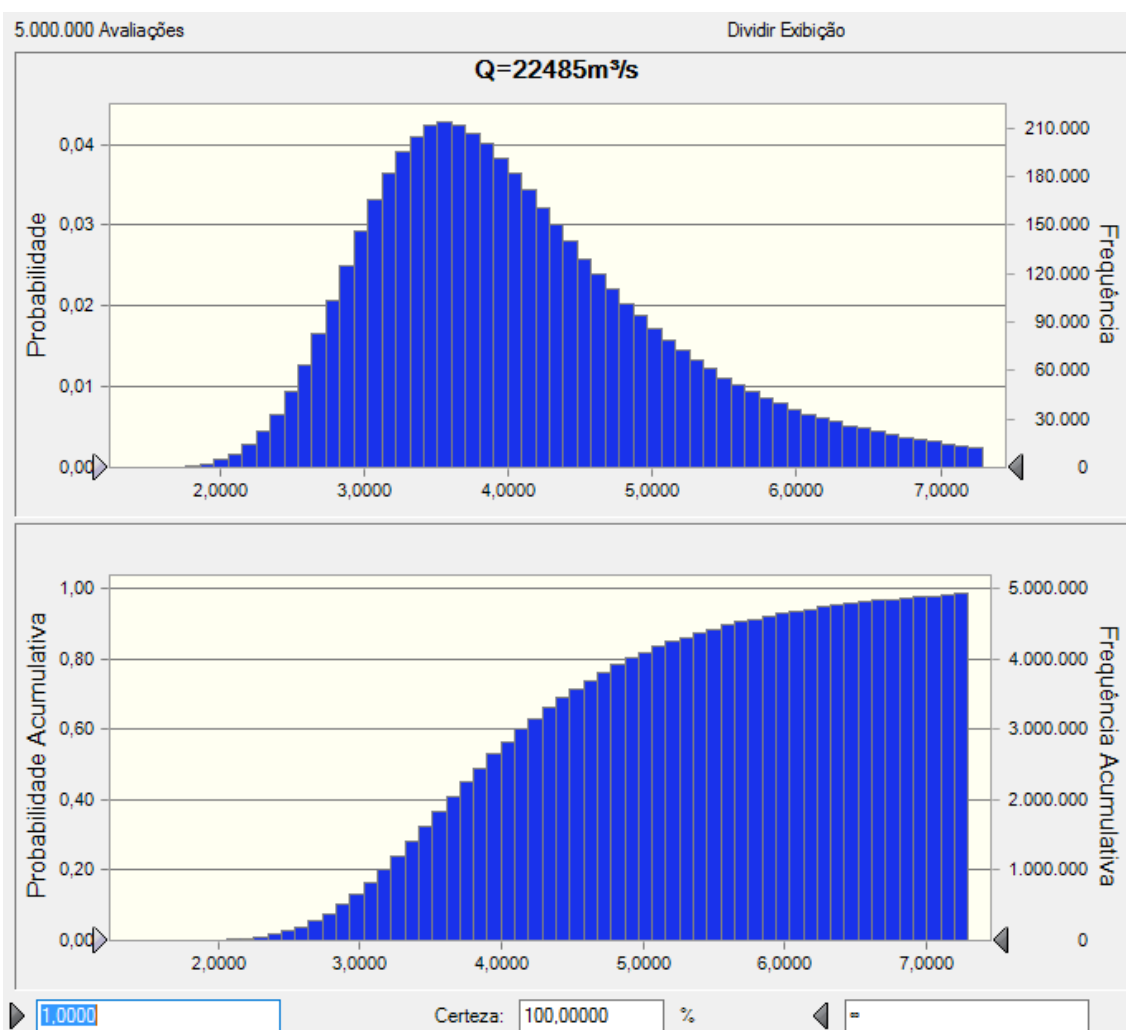
1.5 VAZÃO $Q=5.281 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	117.802	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	32.889	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.432	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	958	KN
Subpressão Vertical	131.996	KN
Peso de Água Montante	35.092	KN
Peso de Água Jusante	31.043	KN
Força inercial Vertical (Concreto+Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical Pesos de água	992	KN
	ΣV	190.005 KN
	ΣH	95.822 KN



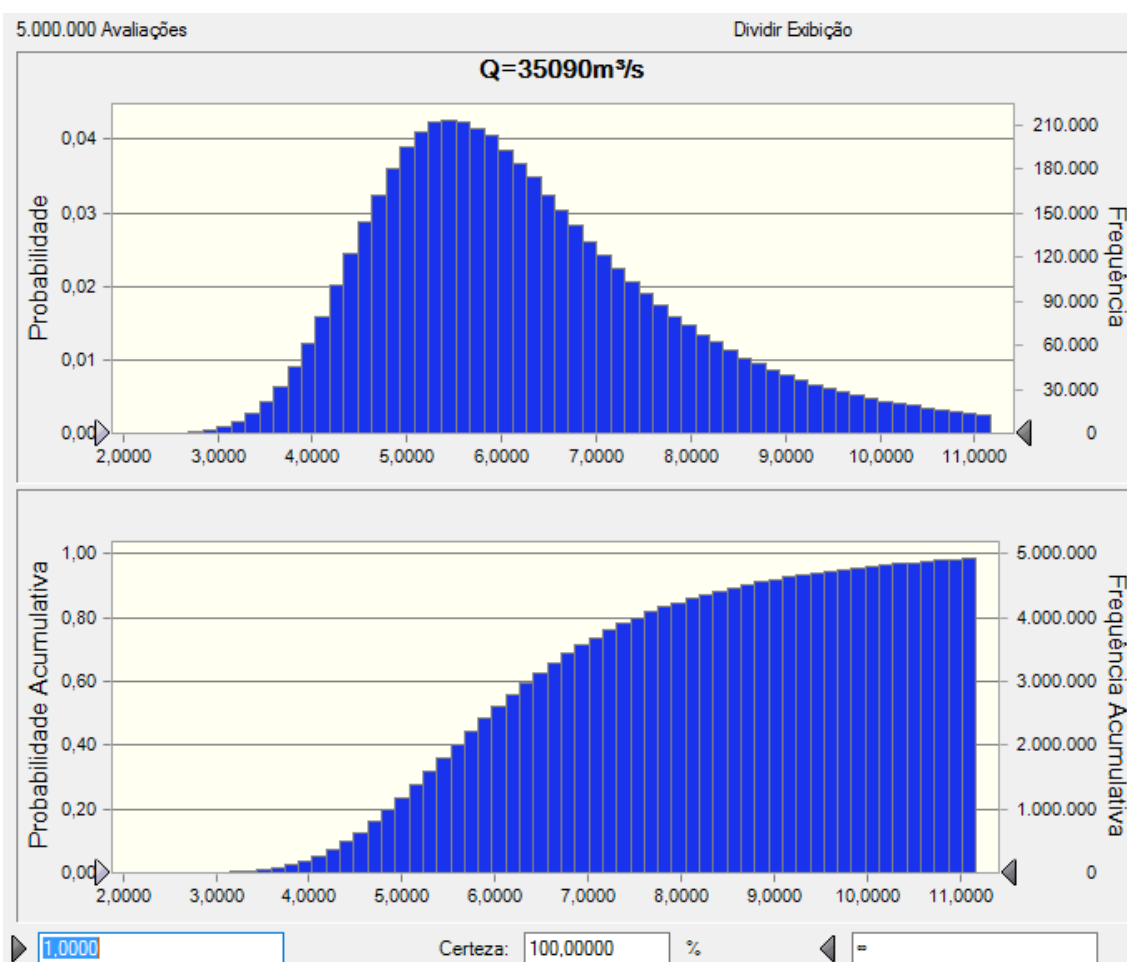
1.6 VAZÃO $Q=22.485 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	117.802	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	56.711	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.432	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	1.652	KN
Subpressão Vertical	147.302	KN
Peso de Água Montante	35.092	KN
Peso de Água Jusante	57.348	KN
Força inercial Vertical (Concreto+Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical Pesos de água	1.387	KN
	ΣV	200.610 KN
	ΣH	72.694 KN



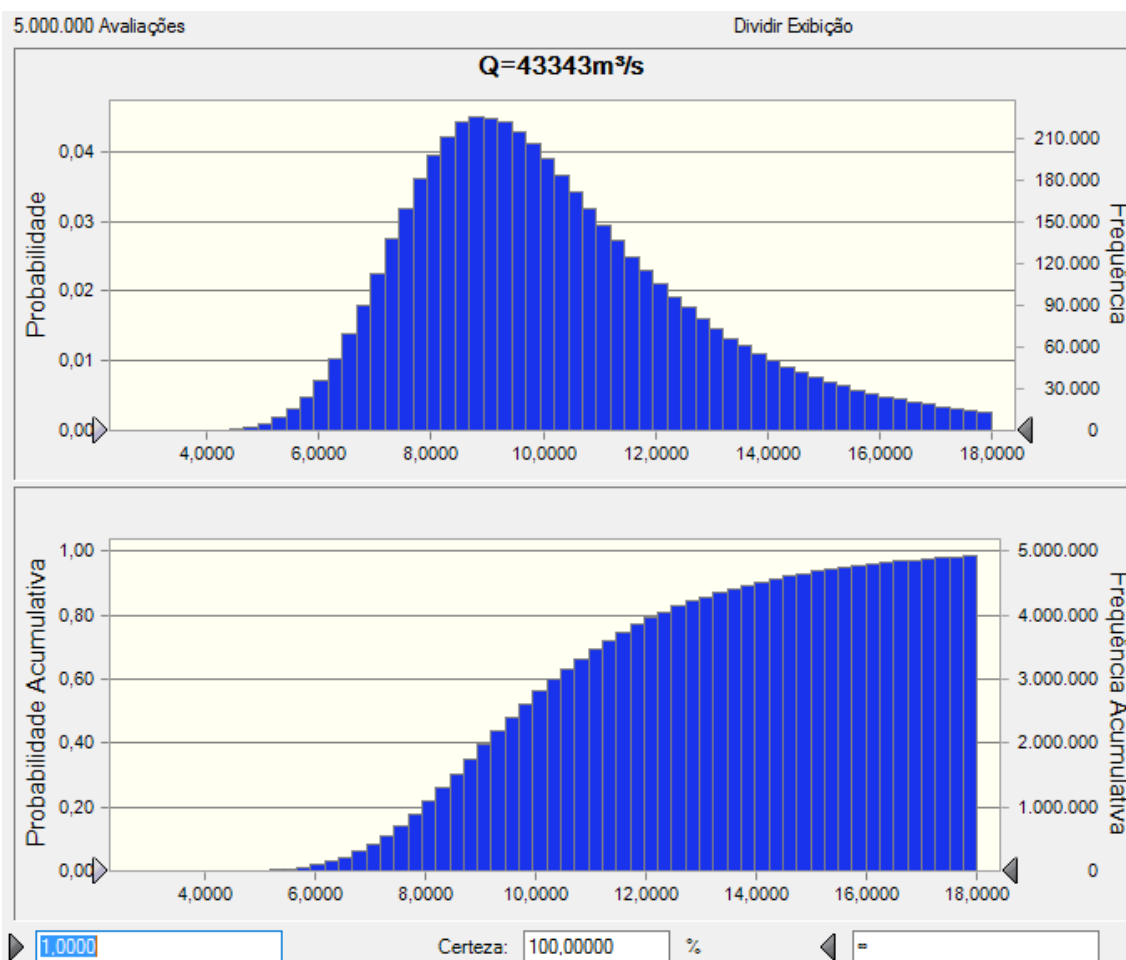
1.7 VAZÃO $Q=35.090 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	117.802	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	77.721	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.432	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	2.264	KN
Subpressão Vertical	158.267	KN
Peso de Água Montante	35.092	KN
Peso de Água Jusante	70.621	KN
Força inercial Vertical (Concreto+Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical Pesos de água	1.586	KN
	ΣV	202.719 KN
	ΣH	52.296 KN



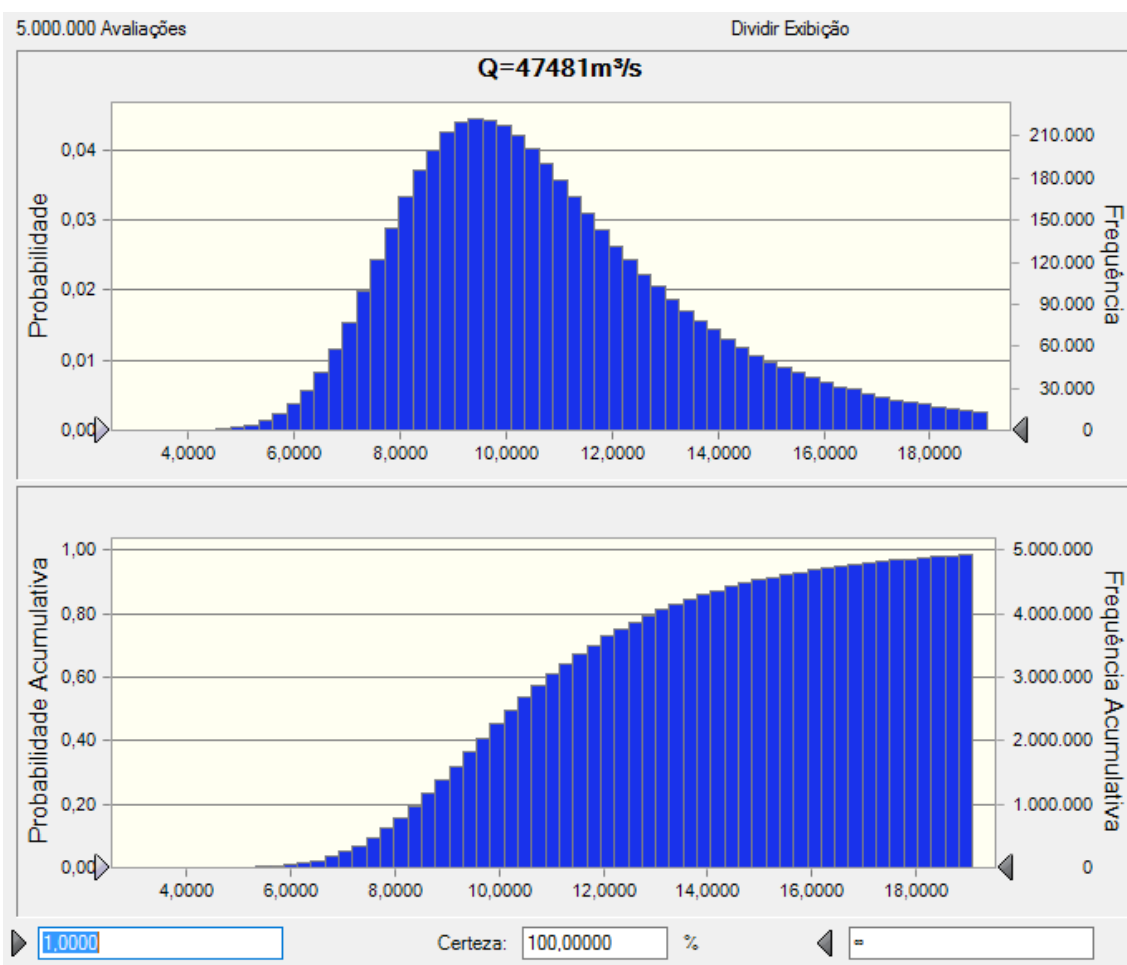
1.8 VAZÃO $Q=43.343 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	117.802	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	92.568	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.432	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	2.697	KN
Subpressão Vertical	165.146	KN
Peso de Água Montante	35.092	KN
Peso de Água Jusante	85.656	KN
Força inercial Vertical (Concreto+ Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical Pesos de água	1811	KN
	ΣV	210.649 KN
	ΣH	37.882 KN



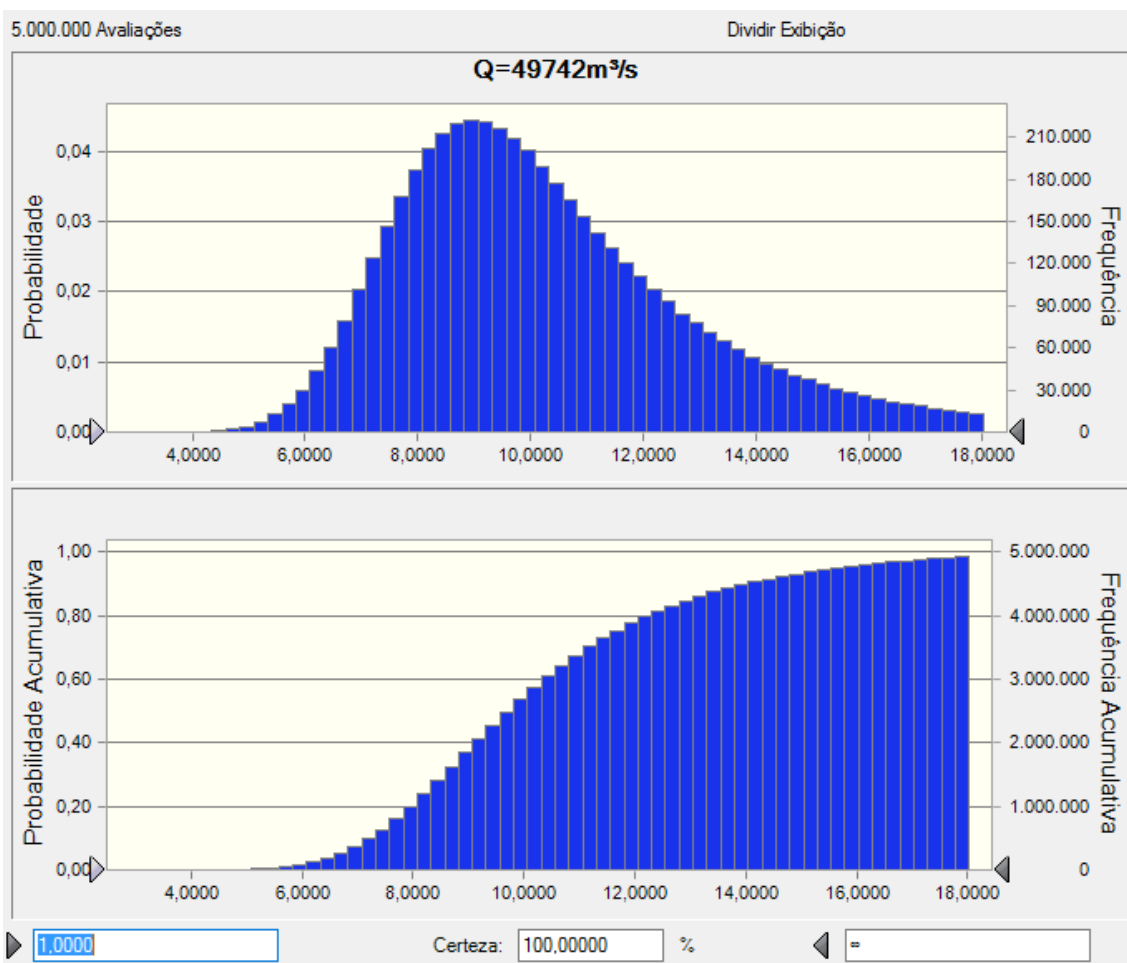
1.9 VAZÃO $Q=47.481 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	125.524	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	101.675	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	3.657	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	2.962	KN
Subpressão Vertical	171.590	KN
Peso de Água Montante	37.118	KN
Peso de Água Jusante	91.001	KN
Força inercial Vertical (Concreto + Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical Pesos de água	1922	KN
	ΣV	211.465 KN
	ΣH	36.988 KN



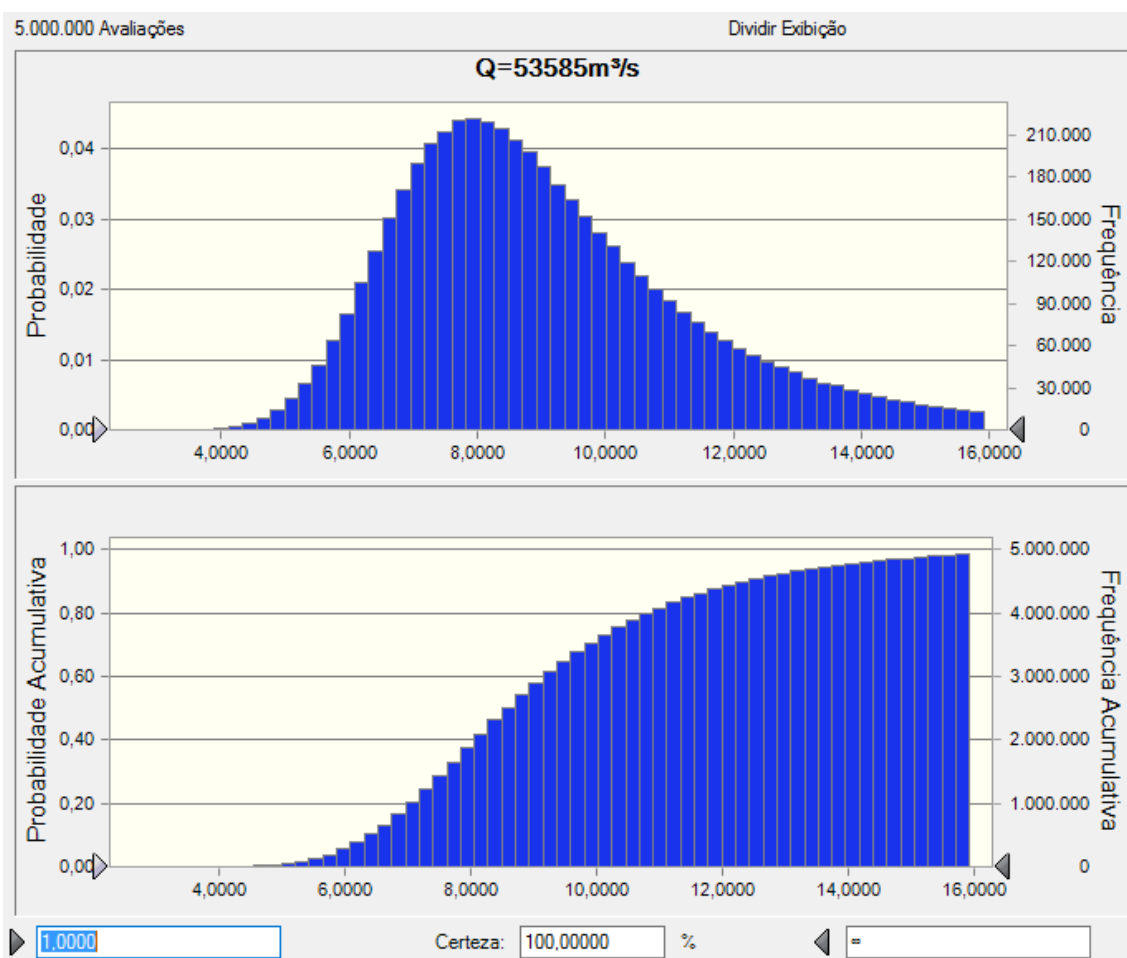
1.10 VAZÃO $Q=49.742 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto		193.392,3 KN
Peso da Rocha Incorporada		67.377,6 KN
Empuxo Hidrostático Montante		130.276 KN
Empuxo Hidrostático Jusante		105.020 KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante		3.796 KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante		3.060 KN
Subpressão Vertical		174.532 KN
Peso de Água Montante		38.172 KN
Peso de Água Jusante		93.359 KN
Força inercial Vertical (Concreto + Rocha incorporada)		3.912 KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)		6.519 KN
Força inercial Vertical Pesos de água		1973 KN
	ΣV	211.885 KN
	ΣH	38.630 KN



1.11 VAZÃO $Q=53.585 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	138.391	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	109.737	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	4.032	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	3.197	KN
Subpressão Vertical	178.995	KN
Peso de Água Montante	40.124	KN
Peso de Água Jusante	96.687	KN
Força inercial Vertical (Concreto + Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical Pesos de água	2052	KN
	ΣV	212.623 KN
	ΣH	42.403 KN



1.12 VAZÃO $Q=56.362 \text{ m}^3/\text{s}$

Carregamentos		
Peso do concreto	193.392,3	KN
Peso da Rocha Incorporada	67.377,6	KN
Empuxo Hidrostático Montante	144.301	KN
Empuxo Hidrostático Jusante	114.032	KN
Empuxo Hidrodinâmico Montante	4.204	KN
Empuxo Hidrodinâmico Jusante	3.322	KN
Subpressão Vertical	182.415	KN
Peso de Água Montante	41.568	KN
Peso de Água Jusante	99.682	KN
Força inercial Vertical (Concreto + Rocha incorporada)	3.912	KN
Força inercial Horizontal (Concreto + Rocha Incorporada)	6.519	KN
Força inercial Vertical Pesos de água	2.119	KN
	ΣV	213.575 KN
	ΣH	44.315 KN

