

ANA CAROLINA NASCIMENTO DE BARROS ARÊDES

**BANCO DE DADOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS RESIDUAIS
DE GNAISSE E APLICAÇÃO À ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES
PROBABILÍSTICA**

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

Orientador: Eduardo A. Gomes Marques

Coorientadora: Cibele Cláuver de Aguiar

**VIÇOSA – MINAS GERAIS
2019**

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

A678b
2019

Arêdes, Ana Carolina Nascimento de Barros, 1993-
Banco de dados de parâmetros geotécnicos de solos
residuais de gnaisse e aplicação à análise de estabilidade de
taludes probabilística / Ana Carolina Nascimento de Barros
Arêdes. – Viçosa, MG, 2019.

152 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.
Referências bibliográficas: f. 145-152.

1. Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade. 2. Gnaisse.
3. Probabilidades. 4. Análise variância. I. Universidade Federal
de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.151363

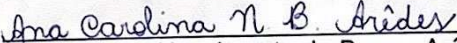
ANA CAROLINA NASCIMENTO DE BARROS ARÊDES

**BANCO DE DADOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS RESIDUAIS
DE GNAISSE E APLICAÇÃO À ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES
PROBABILÍSTICA**

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

APROVADA: 5 de dezembro de 2019.

Assentimento:



Ana Carolina Nascimento de Barros Arêdes
Autora



Eduardo Antonio Gomes Marques
Orientador

A Deus e à minha família,
por serem minha base e me permitirem passar por toda essa experiência.

AGRADECIMENTOS

É com muita felicidade que concluo mais uma etapa e não posso deixar de agradecer a todos que, de alguma forma, fizeram parte dessa conquista.

Primeiramente a Deus, por toda força e sabedoria que me concedeu durante toda a caminhada.

Aos meus pais, por terem me proporcionado alcançar mais esse objetivo. Por acreditarem em mim e não medirem esforços para me apoiar a todo tempo, sempre repletos de amor e compreensão. Vocês são meu exemplo e porto seguro.

Aos meus irmãos, por todo carinho e companheirismo. Nossos momentos de alegria juntos me deram forças para continuar em direção ao meu sonho.

Ao meu namorado, pela paciência, compreensão, amor e por todo suporte. Você foi fundamental nessa trajetória, como um excelente engenheiro e parceiro para vida toda.

Aos meus amigos e familiares, pelo incentivo, orações e por estarem ao meu lado nos momentos bons e ruins.

Ao meu orientador Eduardo Marques, pelos conselhos e ensinamentos, pela amizade e confiança em mim depositada. Agradeço muito por sua dedicação e por estar sempre disposto a me ajudar. Você é um exemplo para mim. A sua sabedoria, competência, humildade e comprometimento me inspiram e espero um dia me tornar uma grande profissional como você.

Aos técnicos dos laboratórios de Engenharia Civil, em especial Paulo P3, Paulo Capelão e José Carlos, sempre dispostos a ajudar e ensinar com muito carinho e simpatia.

Aos professores do setor de geotecnia do Departamento de Engenharia Civil Roberto Ferraz, Paulo Sérgio, Roberto Aguiar, Enivaldo Minette e Claudio pelos conhecimentos transmitidos.

Às minhas amigas/irmãs da república Damas de Copos, por fazerem muito mais do que simplesmente dividir um apartamento e as contas, vocês foram minha família em Viçosa e compartilharam os melhores e piores momentos da minha trajetória.

À Universidade Federal de Viçosa e ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, pela qualidade de ensino e apoio à pesquisa, tornando possível a realização deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, CAPES,
pelo financiamento da bolsa.

RESUMO

ARÊDES, Ana Carolina Nascimento de Barros, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, dezembro de 2019. **Banco de Dados de Parâmetros Geotécnicos de Solos Residuais de Gnaiss e Aplicação à Análise de Estabilidade de Taludes Probabilística**. Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques. Coorientadora: Cibele Cláuver de Aguiar

Os métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes permitem avaliar a influência da variabilidade dos parâmetros do solo, o cálculo da probabilidade de falha de uma estrutura e o gerenciamento dos riscos associados a um projeto. Todavia, esses métodos exigem um volume maior de dados para a estimativa dos valores médios e das medidas de dispersão dos parâmetros em estudo. Observando que diversos autores já haviam estudado propriedades de resistência de solos residuais de gnaiss típicos da cidade de Viçosa-MG, cogitou-se avaliar o potencial dessas informações para a realização de análises probabilísticas. O estudo visou, então, reunir essas informações em um banco de dados e fornecer valores referência de coeficientes de variação para os solos da região. Para isso, foram levantados trabalhos acadêmicos em sua maioria apresentados à Universidade Federal de Viçosa (UFV). Os dados coletados foram tratados e as principais medidas estatísticas foram obtidas. A relevância dos valores encontrados foi avaliada a partir de análises de estabilidade probabilísticas realizadas em um talude típico da cidade composto por solos residuais em diferentes cenários. Os valores de probabilidade de ruptura obtidos foram comparados com critérios propostos na literatura. Diante dos resultados, percebeu-se que não seria adequado utilizar em casos práticos os coeficientes de variação obtidos a partir da análise dos dados levantados, pois acarretariam em uma probabilidade de falha alta e conservadora. Avaliou-se também os resultados do tratamento estatístico de dados brutos de ensaios de cisalhamento direto, gerando coeficientes de variação baixos e pouco representativos, logo sua utilização poderia causar uma falsa impressão de segurança em uma análise. Outra contribuição deste trabalho foi a elaboração de um banco de dados com informações a respeito de solos residuais da cidade de Viçosa-MG.

Palavras-chave: Análise probabilística. Solos residuais de gnaiss. Coeficientes de variação

ABSTRACT

ARÊDES, Ana Carolina Nascimento de Barros, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, December, 2019. **Database of Geotechnical Parameters of Gneiss Residual Soils and Application to Probabilistic Slope Stability Analysis.** Adviser: Eduardo Antonio Gomes Marques. Co-adviser: Cibele Cláuver de Aguiar.

Probabilistic methods applied to slope stability allow the evaluation of soil parameter variability, the calculation of the probability of failure and the risk management of a project. However, these methods require a larger volume of data to estimate the mean values and dispersion measurements of the parameters under study. It was evaluated the possibility of using previously published data from gneiss residual soils typical of Viçosa-MG to perform probabilistic analyzes. The study aimed to gather this information in a database and provide reference values of coefficients of variation for the soils of the region. Most of the academic papers analyzed were presented to the Federal University of Viçosa (UFV). The collected data were processed, and the main statistical measures were obtained. The relevance of the results was assessed based on probabilistic stability analyzes performed in a typical slope composed of mature and young residual soils, considering several scenarios. The rupture probability values obtained in the analysis were compared to criteria proposed in the literature. Given the results, it was concluded that it would not be appropriate to use the coefficients of variation obtained from the analysis of the data collected in practical cases, because they would result in a high and conservative probability of failure. The results of the statistical treatment of raw data from direct shear tests were also evaluated, with the coefficients of variation being low and not very representative, so their use could give a false impression of security in an stability analysis. Other contribution of this work was the elaboration of a database with information about residual soils of the city of Viçosa-MG.

Keywords: Probabilistic analyzes. Gneiss Residual Soil. Coefficient of variation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Comparação entre dois casos de distribuição do fator de segurança....	23
Figura 3.1 - Função de densidade de probabilidade destacando $P(a \leq x \leq b) = \text{área hachurada}$	29
Figura 3.2 - Função de densidade de probabilidade (fdp) e função de distribuição acumulada (fda) correspondente.....	29
Figura 3.3 - Curvas normais para diferentes pares (μ, σ) , sendo (a) maior valor para σ , (b) menor valor para σ , e (c) distância entre μ e ponto de inflexão da curva.	30
Figura 3.4 - Distribuições log-normal para $\mu = 0$ e diferentes valores de σ	32
Figura 3.5 - Categorias das incertezas relacionadas a análises de risco.....	40
Figura 3.6 - Probabilidades de ruptura aceitáveis baseadas na perda de vida e custo da obra, conforme Baecher (1982).....	45
Figura 3.7 - Probabilidades de ruptura toleráveis de acordo a perda de vidas para barragens já existentes, conforme New South Wales Dam Safety Committee.	46
Figura 3.8 - Probabilidades de ruptura toleráveis de acordo a perda de vidas, conforme U.S. Army Corps of Engineers.	47
Figura 3.9 - Probabilidades de ruptura toleráveis de acordo a perda de vidas, conforme U.S Bureau of Reclamation.	48
Figura 3.10 – Combinações (2^n) para os pontos x_{i+} (+) e x_{i-} (-) de acordo com o número de variáveis aleatórias (n).	54
Figura 4.1 - Localização do município de Viçosa - MG.	59
Figura 4.2 - Precipitação acumulada média (mm) relativa ao período 1961 - 1990.	59
Figura 5.1 - Locais de coleta de amostras dos solos residuais de gnaiss (a) maduro e (b) jovem estudados por Pitanga (2002).	67
Figura 5.2 - Seção adotada nas análises de estabilidade.	68
Figura 5.3 - Locais de coleta de amostras dos solos residuais de gnaiss (a) maduro e (b) jovem estudados por Coêlho et al. (2017).	69
Figura 5.4- Configurações relativas às superfícies circulares investigadas na análise de estabilidade no programa Slide.	70
Figura 5.5 - Configurações relativas às superfícies não circulares investigadas na análise de estabilidade no programa Slide.....	70

Figura 6.1 - Mapa da cidade de Viçosa - MG destacando os pontos de estudos coletados no Google Earth.....	77
Figura 6.2 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto em umidade natural (Cenário 5).	84
Figura 6.3 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto em umidade natural (Cenário 5).....	85
Figura 6.4 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto em condição saturada (Cenário 6).	85
Figura 6.5 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto em condição saturada (Cenário 6).	86
Figura 6.6 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 7).....	86
Figura 6.7 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 7).....	87
Figura 6.8 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de compressão triaxial realizados em todas as condições de ensaio (Cenário 8).	87
Figura 6.9 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de compressão triaxial realizados em todas as condições de ensaio (Cenário 8).	88
Figura 6.10 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando dados espúrios (Cenário 9).....	88
Figura 6.11 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando dados espúrios (Cenário 9).....	89
Figura 6.12 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens A-2-7 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 10).....	89

Figura 6.13 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens A-2-7 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 10).....	90
Figura 6.14 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens A-2-7 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando os dados espúrios (Cenário 11).	90
Figura 6.15 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens A-2-7 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando os dados espúrios (Cenário 11).....	91
Figura 6.16 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao peso específico dos solos residuais jovens considerando todas as condições de ensaio.....	91
Figura 6.17 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto em umidade natural (Cenário 5).	92
Figura 6.18 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto em umidade natural (Cenário 5).....	92
Figura 6.19 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto em condição saturada (Cenário 6).	93
Figura 6.20 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto em condição saturada (Cenário 6).	93
Figura 6.21 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 7).....	94
Figura 6.22 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 7).....	94
Figura 6.23 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros jovens considerando ensaios de compressão triaxial realizados em todas as condições de ensaio (Cenário 8).	95
Figura 6.24 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de compressão triaxial realizados em todas as condições de ensaio (Cenário 8).	95

Figura 6.25 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando dados espúrios (Cenário 9).....	96
Figura 6.26 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando dados espúrios (Cenário 9).....	96
Figura 6.27 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros A-7-5 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 10).....	97
Figura 6.28 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros A-7-5 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 10).....	97
Figura 6.29 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais maduros A-7-5 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando os dados espúrios (Cenário 11).	98
Figura 6.30 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros A-7-5 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando os dados espúrios (Cenário 11).....	98
Figura 6.31 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao peso específico dos solos residuais maduros considerando todas as condições de ensaio.	99
Figura 6.32 - Correlação entre as variáveis coesão e ângulo de atrito efetivos máximos dos solos residuais maduros, considerando todas as condições de ensaio.	104
Figura 6.33 - Correlação entre as variáveis coesão e ângulo de atrito efetivos máximos dos solos residuais jovens, considerando todas as condições de ensaio.	105
Figura 6.34 - Medidas estatísticas e envoltória de resistência do solo residual maduro considerando ensaios realizados em umidade natural por Pitanga (2002).	108
Figura 6.35 - Medidas estatísticas e envoltória de resistência do solo residual jovem considerando ensaios realizados em umidade natural por Pitanga (2002).	108
Figura 6.36 - Medidas estatísticas e envoltória de resistência do solo residual maduro considerando ensaios realizados em condição inundada por Pitanga (2002).	108
Figura 6.37 - Medidas estatísticas e envoltória de resistência do solo residual jovem considerando ensaios realizados em condição inundada por Pitanga (2002).....	109

Figura 6.38 - Influência de cada variável no valor da variância de FS segundo o método FOSM para superfícies de ruptura circulares (Cenários 1 a 8).	112
Figura 6.39 - Influência de cada variável no valor da variância de FS segundo o método FOSM para superfícies de ruptura circulares (Cenários 9 a 11).	113
Figura 6.40 - Influência de cada variável no valor da variância de FS segundo o método FOSM para superfícies de ruptura não circulares (Cenários 1 a 8).	116
Figura 6.41 - Influência de cada variável no valor da variância de FS segundo o método FOSM para superfícies de ruptura não circulares (Cenários 9 a 11).	117
Figura 6.42 - Exemplo de superfície de ruptura obtida nos casos de coesão nula ou próxima de zero: Cálculo de FS---- no cenário 10 sem filtros de superfície.	130
Figura 6.43 - Gráfico de convergência ($P_f \times N$).	132
Figura 6.44 - Resultado da análise probabilística a partir da simulação de Monte Carlo no cenário 8 para superfícies de ruptura circulares.	133
Figura 6.45 - Resultado da análise probabilística a partir da simulação de Monte Carlo no cenário 8 para superfícies de ruptura circulares.	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Proporção da área sobre a distribuição normal em faixas de valores em relação à μ e σ	31
Tabela 3.2 - Valores típicos de coeficiente de variação de acordo com Sandroni e Sayão (1992).	36
Tabela 3.3 - Intervalos de coeficiente de variação de parâmetros do solo já relatados na literatura, segundo levantamento de Zuccolo (2016).	36
Tabela 3.4 - Níveis de desempenho esperados de acordo com os valores de confiabilidade.	44
Tabela 3.5 - Valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura para diferentes obras geotécnicas.	45
Tabela 3.6 - Valores aceitáveis para o fator de segurança e probabilidade de ruptura.	48
Tabela 3.7 - Representação esquemática de um exemplo de aplicação do método de estimativas pontuais em um talude com duas variáveis aleatórias (c, ϕ).	55
Tabela 3.8 - Coeficientes de confiança para a distribuição normal.	57
Tabela 4.1 - Temperatura média ($^{\circ}\text{C}$) registradas pela Estação Meteorológica Convencional de Viçosa de 2008 a 2017.	60
Tabela 4.2 - Precipitação acumulada (mm) registradas pela Estação Meteorológica Convencional de Viçosa de 2008 a 2017.	60
Tabela 5.1 - Parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto, segundo Coêlho et al. (2017).	68
Tabela 5.2 - Resumo dos cenários utilizados nas análises de estabilidade probabilísticas.	72
Tabela 6.1 – Dados obtidos a partir do levantamento de trabalhos publicados referentes a solos residuais de gnaiss na cidade de Viçosa - MG.	78
Tabela 6.2 - Quantidade de dados obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial para cada conjunto amostral.	82
Tabela 6.3 - Resumo das medidas estatísticas das variáveis coesão e ângulo de atrito de acordo com cada cenário.	99
Tabela 6.4 – Resumo das medidas estatísticas do peso específico.	99

Tabela 6.5 - Valores de coeficiente de variação relatados por Oliveira Junior (2019).	103
Tabela 6.6 - Dados observados por Pitanga (2002) nos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras na umidade natural para as diferentes velocidades de carregamento.	106
Tabela 6.7 - Dados observados por Pitanga (2002) nos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras inundadas para os diferentes tempos de inundação.	107
Tabela 6.8 - Valores de coeficientes de variação obtidos a partir do tratamento dos dados de Pitanga (2002).	109
Tabela 6.9 - Resumo dos dados utilizados nas análises de estabilidade probabilísticas.	110
Tabela 6.10 - Resultados dos cálculos pertinentes ao método FOSM considerando superfícies de ruptura circulares.	111
Tabela 6.11 - Influência de cada variável aleatória no valor da variância do fator de segurança segundo o método FOSM para superfícies de ruptura circulares.....	113
Tabela 6.12 - Resultados dos cálculos pertinentes ao método FOSM considerando superfícies de ruptura não circulares.	115
Tabela 6.13 - Influência de cada variável aleatória no valor da variância do fator de segurança segundo o método FOSM para superfícies de ruptura circulares.....	117
Tabela 6.14 - Resumo dos resultados de FS e P_f obtidos no método FOSM.	118
Tabela 6.15 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 1.....	120
Tabela 6.16 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 2.....	121
Tabela 6.17 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 3.....	122
Tabela 6.18 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 4, considerando superfícies de ruptura circulares.....	122
Tabela 6.19 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 4, considerando superfícies de ruptura não circulares.....	123
Tabela 6.20 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 5.....	123

Tabela 6.21 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 6.....	124
Tabela 6.22 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 7.....	125
Tabela 6.23 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 8.....	126
Tabela 6.24 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 9.....	127
Tabela 6.25 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 10.....	128
Tabela 6.26 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 11.....	129
Tabela 6.27 - Resumo dos resultados de probabilidade de falha obtidos pelo método das Estimativas Pontuais.	129
Tabela 6.28 - Comparação entre as análises realizadas com e sem os filtros de peso das superfícies de ruptura circulares.....	130
Tabela 6.29 - Distribuições de probabilidade adotadas para as variáveis na Simulação de Monte Carlo.	131
Tabela 6.30 - Resumo dos resultados obtidos a partir da Simulação de Monte Carlo.	134
Tabela 6.31 - Resumo dos resultados de probabilidade de ruptura de todos os métodos probabilísticos aplicados.....	136

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Generalidades	18
1.2	Justificativa.....	19
1.3	Objetivo	20
2	ESTABILIDADE DE TALUDES.....	21
2.1	Introdução	21
2.2	Métodos de análise de estabilidade	21
3	ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES	24
3.1	Introdução	24
3.2	Conceitos básicos de estatística e probabilidade.....	24
3.2.1	Introdução	24
3.2.2	Medidas de posição	26
3.2.3	Medidas de dispersão.....	27
3.2.4	Distribuições de probabilidade.....	27
3.3	Tratamento estatístico de dados em Geotecnia	32
3.4	Incertezas na determinação de parâmetros do solo	39
3.5	Índice de confiabilidade, probabilidade de ruptura e análise de risco	42
3.6	Métodos de análise probabilística	49
3.6.1	Método de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM – First Order, Second Moment)	49
3.6.2	Método das Estimativas Pontuais.....	52
3.6.3	Simulação de Monte Carlo	56
4	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE VIÇOSA – MG.....	58
4.1	Disposições gerais	58
4.2	Localização	58
4.3	Clima.....	58
4.4	Geologia.....	61
4.5	Geomorfologia.....	61
4.6	Pedologia	62
5	METODOLOGIA.....	64
5.1	Disposições gerais	64
5.2	Levantamento dos dados	64
5.3	Tratamento estatístico dos dados	65

5.4	Análises probabilísticas.....	67
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	77
6.1	Levantamento dos dados.....	77
6.2	Tratamento estatístico dos dados.....	84
6.2.1	Análise estatística dos dados levantados em Viçosa-MG.....	84
6.2.2	Análise estatística dos dados apresentados por Pitanga (2002).....	105
6.3	Análises probabilísticas.....	110
6.3.1	Disposições gerais.....	110
6.3.2	Método de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM – First Order, Second Moment).....	110
6.3.3	Método das Estimativas Pontuais.....	119
6.3.4	Simulação de Monte Carlo.....	131
6.3.5	Comparações entre os métodos e discussões gerais.....	135
7	CONCLUSÕES.....	142
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	145

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

A maioria das metodologias aplicadas atualmente para a avaliação da segurança das estruturas geotécnicas se baseia unicamente no valor do fator de segurança (FS), não considerando as incertezas nas propriedades do solo. No entanto, cada vez mais se reconhece as limitações desse tipo de abordagem determinística e a necessidade de se estudar o risco associado a uma obra geotécnica. Com isso, é crescente a utilização de métodos probabilísticos na estabilidade de taludes, através de análises de confiabilidade.

Segundo Beacher e Christian (2003), há várias razões para esse processo de renovação na engenharia geotécnica, sendo algumas destas citadas a seguir. Primeiramente, as pressões regulatórias e legais forçam os engenheiros geotécnicos a fornecer respostas sobre a confiabilidade de seus projetos. Também no âmbito administrativo, é ideal que o processo de tomada de decisão dentro de um plano de ação, envolvendo questões como orçamento e cronograma, se baseie em análises estatísticas.

Beacher e Christian (2003) destacam ainda que a teoria da confiabilidade fornece uma maneira racional de lidar com algumas questões recorrentes no meio geotécnico. Por exemplo, quanta confiança o engenheiro deve depositar em um fator de segurança calculado? Como o engenheiro deve quantificar o fato de que o valor do ângulo de atrito é mais confiável que o da coesão? Como o engenheiro pode demonstrar que um projeto baseado em um número maior dados e em dados mais consistentes é mais robusto que um baseado em informações parciais - e, portanto, vale o custo extra de obter esses dados? Como o engenheiro pode distinguir entre diferentes consequências da falha? A abordagem probabilística permite uma maior compreensão nessas áreas e, em alguns casos, procedimentos numéricos para analisá-las.

Diante desse cenário, diversos trabalhos recentes já utilizam métodos que incorporam a variabilidade dos parâmetros envolvidos. Contudo, esse tipo de abordagem requer a realização de uma caracterização exaustiva e extensiva das propriedades geotécnicas que definem o comportamento dos maciços, o que demanda muito tempo

e recursos financeiros. Dessa forma, em muitos casos em que não se dispõe de dados suficientes para se realizar as análises, conhecendo-se apenas os valores médios dos parâmetros, faz-se uso de estimativas de suas medidas de dispersão (desvio padrão ou variância) a partir de dados existentes na literatura.

Embora existam alguns valores de referência para variabilidade dos dados dentro da bibliografia consultada, observa-se que estes ainda são poucos e, muitas das vezes, cobrem faixas amplas para o mesmo parâmetro, sendo que as incertezas e os tipos de solo considerados não são especificados.

Nesse contexto, o presente trabalho apresenta um levantamento de dados existentes em trabalhos acadêmicos que apresentam informações de solos residuais de gnaiss da cidade de Viçosa – MG. Os resultados obtidos nessa pesquisa foram tratados e analisados estatisticamente, objetivando a determinação dos valores médios e desvios padrões de parâmetros de interesse. De posse dessas informações, foram realizadas análises de estabilidade probabilísticas para um talude em solos residuais jovem e maduro típicos da área de estudo.

1.2 Justificativa

São inegáveis as vantagens da abordagem probabilística no contexto da análise de estabilidade de taludes em complementação às análises tradicionais determinísticas. Os métodos probabilísticos permitem a avaliação da variabilidade dos parâmetros de entrada, o cálculo da probabilidade de falha de uma estrutura e a análise e gerenciamento dos riscos associados a um projeto.

À vista disso, é esperado que os métodos estatísticos estejam cada vez mais presentes na engenharia geotécnica e que as metodologias até então convencionais tendam a ser gradualmente integradas a abordagens mais racionais, como as análises de confiabilidade.

No entanto, como já destacado, esse tipo de abordagem necessita de um volume maior de dados para a estimativa dos valores médios e das medidas de dispersão dos parâmetros em estudo. Observou-se, então, que diversos autores já haviam estudado propriedades de resistência de solos residuais de gnaiss típicos da cidade de Viçosa-MG, mas essas informações ainda não haviam sido compiladas e tratadas estatisticamente.

Logo, o presente estudo procurou avaliar o potencial desse material para a determinação de valores de referência dos parâmetros de resistência dos solos da região, a fim de que estes possam ser utilizados em análises probabilísticas ou que possam ser utilizados para análises determinísticas que considerem a dispersão observada.

1.3 Objetivo

O estudo teve como objetivo geral criar um banco de dados com trabalhos presentes na literatura que apresentassem resultados de propriedades de resistência de solos residuais de gnaiss, maduros e jovens, da cidade de Viçosa-MG, com foco na zona urbana.

O trabalho pretendeu também avaliar os dados levantados a partir dos resultados de análises de estabilidade probabilísticas realizadas em um talude típico da cidade composto por solos residuais frente a diferentes cenários.

Como objetivos específicos, têm-se:

- Categorização dos dados coletados com base nos tipos e condições de ensaio e classificações dos solos;
- Elaboração de um mapa associado ao banco de dados, com o georreferenciamento dos pontos de coleta de amostras considerados no estudo;
- Avaliação do efeito da redução da variabilidade dos dados dentro de um conjunto amostral a partir da identificação de outliers;
- Comparação dos resultados obtidos através do levantamento de dados e os sugeridos na literatura;
- Avaliação da diferença entre os resultados fornecidos pelos diferentes métodos probabilísticos; e
- Classificação dos valores de probabilidade de ruptura encontrados nos cenários propostos quanto ao desempenho esperado do talude, segundo critérios presentes na literatura.

2 ESTABILIDADE DE TALUDES

2.1 Introdução

A verificação da segurança de taludes naturais ou construídos se baseia na determinação da tensão de cisalhamento e a comparação desta com a resistência do solo ao cisalhamento, ambas desenvolvidas ao longo de uma superfície de ruptura tida como mais provável. A esse processo dá-se o nome de análise de estabilidade de taludes (DAS, 2007).

Conforme Gerscovich (2012), os estudos de estabilidade de taludes, em geral, seguem a seguinte metodologia:

- Definição da topografia do talude;
- Definição das sobrecargas a serem aplicadas sobre o talude, caso existam;
- Execução das investigações de campo para definir a estratigrafia e identificar os elementos estruturais eventualmente enterrados na massa e os níveis freáticos;
- Definição dos locais de extração de amostras indeformadas;
- Realização de ensaios de caracterização, resistência ao cisalhamento e deformabilidade;
- Análise dos resultados dos ensaios para definir os parâmetros de projeto; e
- Adoção de métodos de dimensionamento para obtenção do fator de segurança ou das tensões e deformações.

O objetivo de uma análise de estabilidade é definir uma grandeza quantitativa que auxilie na compreensão do comportamento e da susceptibilidade de um talude à ruptura, em virtude dos agentes condicionantes (fatores instabilizadores). Para tal, vários métodos surgiram ao longo do tempo.

2.2 Métodos de análise de estabilidade

Conforme mencionado anteriormente, diversos métodos de análise de estabilidade são apresentados na literatura. Os métodos de equilíbrio limite, frequentemente utilizados atualmente, se apoiam na hipótese de haver equilíbrio em uma massa de solo, tida como um corpo rígido-plástico, na iminência de iniciar um escorregamento (MASSAD, 2010).

Nas análises baseadas no equilíbrio limite, pode-se considerar toda a superfície de falha ou uma divisão da massa deslizante em lamelas ou parcelas (métodos das lamelas). Para o segundo caso, em cada uma das lamelas resultantes da discretização da área mobilizada avalia-se um sistema de forças e faz-se suposições a fim de solucionar os sistemas de equações gerados. Assim, os métodos se diferenciam, basicamente, pelo equilíbrio estático satisfeito e pelas hipóteses simplificadoras adotadas.

O principal parâmetro fornecido pelos métodos baseados na teoria do equilíbrio limite é o Fator de Segurança (FS), capaz de expressar a condição de estabilidade de um talude. Este pode ser definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível do material (s) e a resistência ao cisalhamento mobilizado (τ), tal que:

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (2.1)$$

Valores de FS superiores a 1 representam taludes teoricamente estáveis. Quando o fator de segurança se iguala a 1, tem-se o estado de equilíbrio limite, ou seja, o talude está na iminência da ruptura. Para valores inferiores a 1, considera-se o talude instável ou susceptível à ruptura.

Ao se realizar uma análise de estabilidade, pode-se adotar uma abordagem determinística ou probabilística. A abordagem determinística, segundo Soares (1996), é a análise quantitativa cujo resultado é um coeficiente ou fator de segurança, conforme Equação (2.1), calculado a partir de parâmetros do solo considerados constantes. Isto é, ignoram-se as incertezas e a distribuição probabilística das variáveis.

Em sua maioria, os parâmetros utilizados em uma análise de estabilidade determinística equivalem à média dos valores encontrados nas campanhas de investigação geológica e geotécnica. O FS obtido é comparado com valores aceitáveis, como os previstos pela NBR 11682 (ABNT, 2009), o que geralmente é considerado suficiente para garantir a segurança.

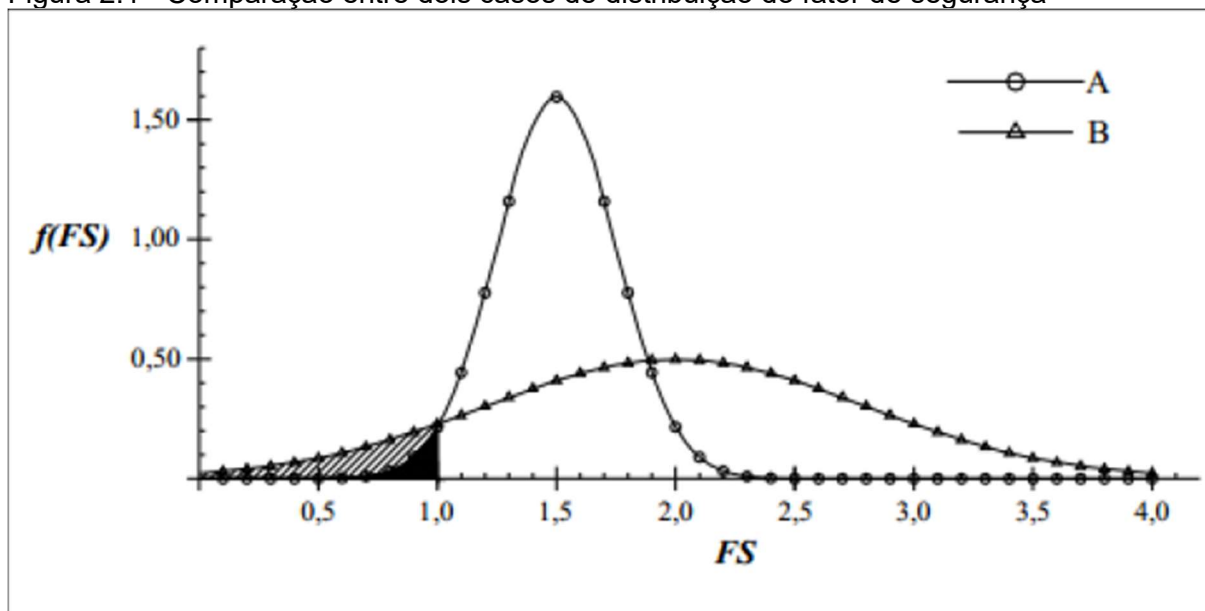
Em contrapartida, a abordagem probabilística, como destacado por Flores (2008) e Silva (2006), é um tipo de análise quantitativa também baseada nos métodos de equilíbrio limite, mas com a vantagem de se quantificar incertezas presentes nas

variáveis envolvidas. Além de um valor de fator de segurança, a análise probabilística fornece uma probabilidade ou risco de ruptura.

Nesse tipo de abordagem, entende-se que o grau de confiança do fator de segurança está relacionado ao grau de confiança dos parâmetros geotécnicos utilizados. Dessa forma, quanto maiores forem as incertezas das variáveis primárias, menos confiável é o resultado do estudo (ARAÚJO, 2018).

À vista disso, acredita-se que uma análise determinística pode conduzir o projetista a uma falsa ideia de segurança, quando baseado exclusivamente no valor calculado de FS. A Figura 2.1 apresenta uma situação na qual um maior valor de FS não corresponde a uma maior segurança em relação à ruptura de um talude, dada a magnitude das incertezas envolvidas. No caso A ilustrado na figura, percebe-se um fator de segurança igual a 1,5, já no caso B este valor é igual a 2,0. O maior desvio padrão da distribuição do caso B, ocasionado pela elevada incerteza dos parâmetros, torna a probabilidade de ruptura (área hachurada abaixo do gráfico correspondente a FS menores que 1,0) superior ao do caso A, apesar do maior valor para FS.

Figura 2.1 - Comparação entre dois casos de distribuição do fator de segurança



Fonte: Maia, 2003.

Os métodos probabilísticos avaliam, portanto, a influência das incertezas dos parâmetros no valor final do fator de segurança e a confiabilidade da análise, baseando-se em fundamentos estatísticos, que serão apresentados a seguir.

3 ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES

3.1 Introdução

Conforme destacado por Griffiths et al. (2016), a variabilidade espacial do solo já era relatada por Karl Terzaghi em seu prefácio à edição inaugural da revista *Géotechnique* em 1948, quando escreveu que, na engenharia geotécnica, o projetista precisa lidar com maciços com uma estrutura complexa e que as propriedades do material podem variar de um ponto para outro.

Além dessa variabilidade, outras fontes de incertezas na determinação dos parâmetros do solo podem influenciar na estimativa e interpretação do fator de segurança obtido em uma análise. A utilização de métodos estatísticos, como já citado, surge como uma maneira de tratar o risco associado a uma obra geotécnica. Ao contrário da abordagem determinística, estes métodos incorporam a variabilidade dos parâmetros e carregamentos no projeto através de distribuições estatísticas, levando em consideração a frequência de ocorrência dos dados (SILVA, 2015).

Pode-se sugerir, então, que o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de ruptura (P_f) obtidos por uma análise de estabilidade probabilística de um talude sejam medidas complementares ao fator de segurança para auxiliar os profissionais a elaborarem melhores projetos (DUNCAN, 2000 e KANG et al., 2015). Dada sua importância, diversos trabalhos relacionados ao tratamento estatístico em análises de estabilidade já foram publicados. Griffiths et al. (2016) apresentam um breve histórico de estudos presentes na literatura a respeito do tema e discute sobre o desenvolvimento e avanços nessa área de conhecimento.

Neste capítulo serão abordados alguns conceitos importantes para compreensão da abordagem probabilística e três métodos comuns aplicados neste tipo de análise.

3.2 Conceitos básicos de estatística e probabilidade

3.2.1 Introdução

Segundo Ribeiro-Santos (2015), estatística pode ser definida como uma metodologia para a coleta, a classificação, a apresentação, a análise e a interpretação de dados quantitativos e a utilização desses dados para a tomada de decisões.

Pode-se dividir a estatística em dois grandes ramos: a descritiva e a inferencial. Conforme Morettin (2010), os métodos de estatística descritiva dedicam-se à coleta, organização, apresentação, análise e síntese de dados de uma população ou amostra. A estatística inferencial, por sua vez, busca obter informações sobre uma população a partir dos dados de uma amostra.

Os dois ramos estão estritamente ligados, visto que os métodos descritivos são utilizados no desenvolvimento da inferência. A probabilidade, por outro lado, é ponte entre as técnicas descritiva e inferencial. O conhecimento dos princípios da probabilidade possibilita a melhor compreensão de como os procedimentos inferenciais são desenvolvidos e utilizados, como as conclusões estatísticas podem ser traduzidas para a linguagem do dia-a-dia e interpretadas, e quando e onde podem ocorrer ciladas na aplicação dos métodos (DEVORE, 2006).

Ribeiro-Santos (2015) apresenta as definições de alguns termos amplamente utilizados em estatística e que serão citados ao longo deste trabalho:

- População: É uma coleção completa de todos os elementos a serem estudados.
- Amostra: Refere-se a uma parte da população que tem pelo menos uma característica em comum, relacionada ao fato que se deseja pesquisar. A partir das amostras é possível fazer inferências que servirão de base para a tomada de decisões.
- Dados contínuos: Representam um número infinito de valores possíveis sem que haja falhas ou lacunas entre eles, os quais incluem todos os valores de um intervalo numérico.
- Dados discretos: Representam um número finito de valores possíveis. É uma quantidade “mensurável”, como os valores 0, 1, 2 e assim por diante.

A seguir, apresentam-se mais alguns conceitos que serão abordados no presente trabalho. Esse conteúdo é tratado em maiores detalhes em livros sobre probabilidade e estatística, como Beacher e Christian (2003), Devore (2006), Montgomery e Runger (2014) e Ribeiro-Santos (2015), utilizados para elaboração dessa revisão bibliográfica.

3.2.2 Medidas de posição

De posse de um conjunto de dados que se deseja estudar, podem ser obtidas medidas numéricas úteis para cálculos ou para o entendimento de padrões a partir de métodos de estatística descritiva. Segundo Devore (2006), uma importante característica de um conjunto de números é sua posição e, em particular, seu centro.

Medidas comuns de posição, mais especificamente de tendência central, são a média aritmética, a mediana e a moda.

A média aritmética é o resultado da soma de todos os valores observados dividida pelo número de dados, conforme Equação (3.1). Quando o conjunto de dados corresponde a uma amostra, pode-se chamar a média aritmética de média amostral.

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (3.1)$$

Em que:

\bar{X} é a média da amostra;

n é a quantidade de medidas e

x_i é o valor da medida na posição i .

A mediana corresponde ao valor cuja metade das observações é menor e metade maior. Considerando uma quantidade finita de observações, a mediana pode ser encontrada organizando os números em ordem crescente. Caso haja um número ímpar de elementos, o número do meio é a mediana (Equação (3.2)). No entanto, se houver um número par de elementos, a mediana é definida como a média dos dois valores do meio (Equação (3.3)).

$$M = x_{\left(\frac{n+1}{2}\right)} \quad (3.2)$$

$$M = \frac{\left[x_{\left(\frac{n}{2}\right)} + x_{\left(\frac{n}{2}+1\right)} \right]}{2} \quad (3.3)$$

A moda é o valor mais frequente em um conjunto de dados.

3.2.3 Medidas de dispersão

As medidas de tendência central indicam algumas informações consideráveis sobre um conjunto de dados ou uma distribuição. Contudo, tais informações não são suficientes para a total compreensão do comportamento da amostra ou população. Mesmo que as medidas de tendência central sejam idênticas, é possível que diferentes amostras ou populações apresentem diferenças entre si em outros aspectos importantes.

As principais medidas de dispersão são medidas estatísticas utilizadas para avaliar o grau de variabilidade, ou dispersão, dos valores em torno da média, tida como valor de referência. Tais medidas são capazes de medir a representatividade da média e, juntamente com as medidas de posição, caracterizam um conjunto de dados.

No presente trabalho destacam-se três medidas de dispersão amostrais: variância, desvio padrão e coeficiente de variação.

A variância amostral, indicada por s^2 , é dada por:

$$s^2 = \frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad (3.4)$$

O desvio padrão amostral, indicado por s , é a raiz quadrada da variância, tal que:

$$s = \sqrt{s^2} \quad (3.5)$$

O coeficiente de variação (CV) é obtido a partir da razão entre o desvio padrão e a média amostrais, conforme Equação (3.6). Ao expressar o desvio padrão como uma porcentagem da média, essa medida possibilita a comparação entre amostras diferentes quanto a maior ou menor dispersão dos dados.

$$CV = \frac{s}{\bar{x}} \quad (3.6)$$

3.2.4 Distribuições de probabilidade

Segundo Devore (2006), o termo probabilidade se refere ao estudo da aleatoriedade e da incerteza. O autor afirma que para qualquer situação em que existam diversos

resultados possíveis, a teoria da probabilidade oferece métodos de quantificação das chances ou possibilidades de ocorrência de cada resultado.

Dentro do contexto de probabilidade, é importante entender três conceitos: experimento, espaço amostral e variável aleatória.

Devore (2006) define o experimento como qualquer ação ou processo cujo resultado esteja sujeito à incerteza, e o espaço amostral de um experimento como todos os resultados possíveis desse experimento. Uma variável aleatória é qualquer regra que associe um valor a cada resultado de um espaço amostral, o que, em termos matemáticos, corresponde a uma função cujo domínio é o espaço amostral e o contradomínio é um conjunto de números reais.

Conforme Guedes (1997), uma variável aleatória pode ser entendida como a característica de interesse da experiência aleatória. Geralmente, elas são representadas por letras maiúsculas e os valores que elas podem assumir são indicados por letras minúsculas.

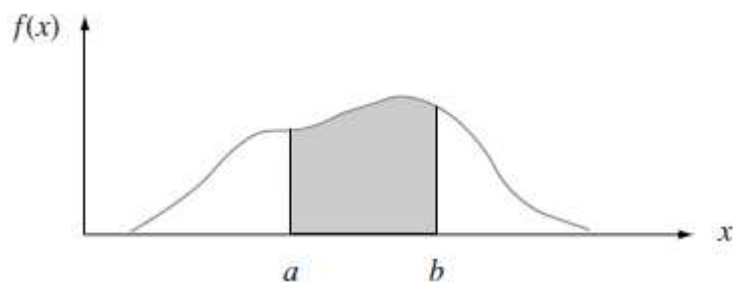
As variáveis aleatórias podem ser discretas ou contínuas. Em grande parte das situações dentro da engenharia geotécnica as variáveis estudadas são contínuas.

Supondo uma variável de interesse X , uma função que nos permite calcular a probabilidade de ocorrência dos seus valores é denominada distribuição de probabilidade ou função de densidade de probabilidade (fdp). Conforme Ribeiro-Santos (2015), uma fdp é uma função $f(x)$ cuja integral no intervalo de $X = a$ até $X = b$, para $b \geq a$, fornece a probabilidade de x assumir valores comprometidos entre a e b , tal que:

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad (3.7)$$

Isto significa dizer que a probabilidade de X ter um determinado valor no intervalo $[a,b]$ é a área abaixo da curva da função de densidade contida entre o intervalo, conforme ilustrado na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Função de densidade de probabilidade destacando $P(a \leq x \leq b) = \text{área hachurada}$.



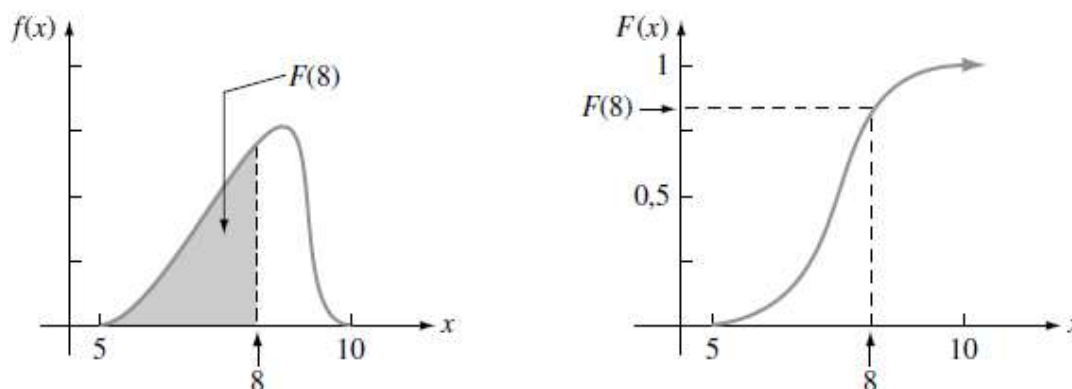
Fonte: Devore, 2006.

Pode-se também representar a probabilidade de uma variável através de uma função de distribuição acumulada (fda). Ela é obtida a partir da integração da função de densidade de probabilidade no intervalo entre $-\infty$ e x , de forma que

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad (3.8)$$

O valor de $F(x)$, para um determinado x , corresponde à área abaixo da curva de distribuição de densidade e à esquerda de x , como destacado na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Função de densidade de probabilidade (fdp) e função de distribuição acumulada (fda) correspondente.



Fonte: Devore, 2006.

Baecher e Christian (2003) admitem que, em muitas situações, é conveniente aproximar a distribuição de probabilidade a uma função matemática. Surpreendentemente, nota-se que um conjunto comparativamente pequeno de funções matemáticas pode ser usado para ajustar-se a uma ampla gama de distribuições de frequências encontradas na prática. Cada uma dessas funções caracteriza um tipo de distribuição de probabilidade, como por exemplo: normal, log-normal, binomial, geométrica, Poisson, gama, hiperbólica, exponencial, dentre outras.

Segundo Flores (2008), as distribuições que mais se adequam aos parâmetros da engenharia geotécnica são a distribuição normal e log-normal, descritas a seguir.

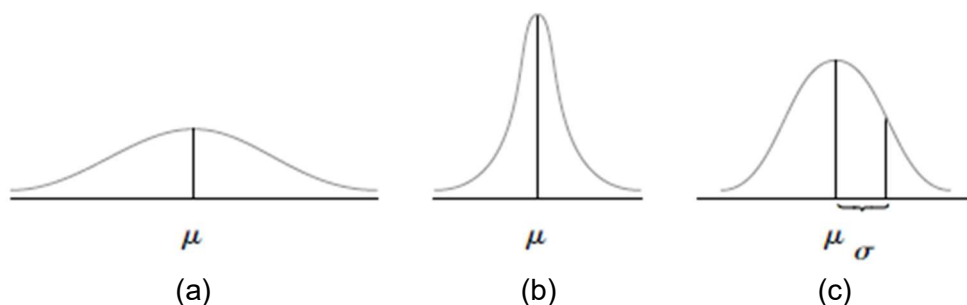
A distribuição normal é certamente a mais importante distribuição contínua. A curva normal é simétrica e sua forma lembra um sino. A média, a mediana e a moda desse tipo de distribuição coincidem, sendo representadas pelo ponto de frequência máxima, situado no meio da distribuição.

A função da distribuição normal, representada pela Equação (3.9), é determinada por dois parâmetros: a média populacional μ e o desvio padrão populacional σ , (ou a variância populacional σ^2). A notação $X \sim N(\mu, \sigma^2)$ indica que a variável aleatória X possui uma distribuição normal com média μ e variância σ^2 .

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}, \text{ em que } \sigma^2 > 0 \quad (3.9)$$

A Figura 3.3 ilustra algumas curvas normais para diferentes pares (μ, σ) . O valor de σ equivale à distância de μ até os pontos de inflexão da curva. Conseqüentemente, valores de desvios padrões maiores geram gráficos com maior dispersão em torno da média, enquanto valores menores fornecem gráficos mais afunilados com picos mais altos.

Figura 3.3 - Curvas normais para diferentes pares (μ, σ) , sendo (a) maior valor para σ , (b) menor valor para σ , e (c) distância entre μ e ponto de inflexão da curva.



Fonte: Devore, 2006.

Para se conhecer a probabilidade de uma variável aleatória normal assumir valores dentro de um determinado intervalo, deve-se integrar a função definida pela Equação (3.9). Contudo, esta integral não possui uma solução analítica. Logo, o cálculo da probabilidade é feito a partir de um artifício matemático, transformando uma variável $X \sim N(\mu, \sigma^2)$ em uma variável auxiliar $Z \sim N(0,1)$, cujos valores da integral de fdp podem ser encontrados analiticamente e tabelados.

À distribuição normal com média igual a 0 e desvio padrão igual a 1 dá-se o nome de distribuição normal padrão. Obtém-se o valor de Z por meio da Equação (3.10).

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (3.10)$$

Pelo fato da área sob a curva normal ser sempre unitária, pode-se determinar a proporção de área sob a curva entre quaisquer dois valores específicos. Em uma distribuição Normal, a proporção de valores no intervalo abrangido por um, dois ou três desvios padrão distantes da média, é apresentada na Tabela 2.1.

Tabela 3.1 - Proporção da área sobre a distribuição normal em faixas de valores em relação à μ e σ .

Faixa de valores	Proporção
$\mu \pm 1\sigma$	68,3%
$\mu \pm 2\sigma$	95,5%
$\mu \pm 3\sigma$	99,7%

Fonte: Flores, 2008.

Baseado no fato de que 99,7% de todos os valores de uma variável normalmente distribuída estarem dentro do intervalo de $\mu \pm 3\sigma$, Dai e Wang (1992) apud Duncan (2000) propuseram uma regra prática, denominada “Three-Sigma Rule”. Esta regra pode ser utilizada para estimar o desvio padrão de uma amostra, avaliando, inicialmente, o maior valor aplicável (HCV) e o menor valor aplicável (LCV) para variável de interesse e, então, dividindo o valor diferença entre eles por seis, conforme Equação (3.11).

$$\sigma = \frac{HCV - LCV}{6} \quad (3.11)$$

A função de densidade de probabilidade log-normal, por sua vez, caracteriza a distribuição de uma variável aleatória cujo logaritmo é normalmente distribuído. Assim, considerando uma variável aleatória Y com uma distribuição de probabilidade normal, com média μ e desvio padrão σ , então $X = e^Y$ (ou seja, $\ln(x) = y$) é uma variável aleatória log-normal, com função de distribuição dada por:

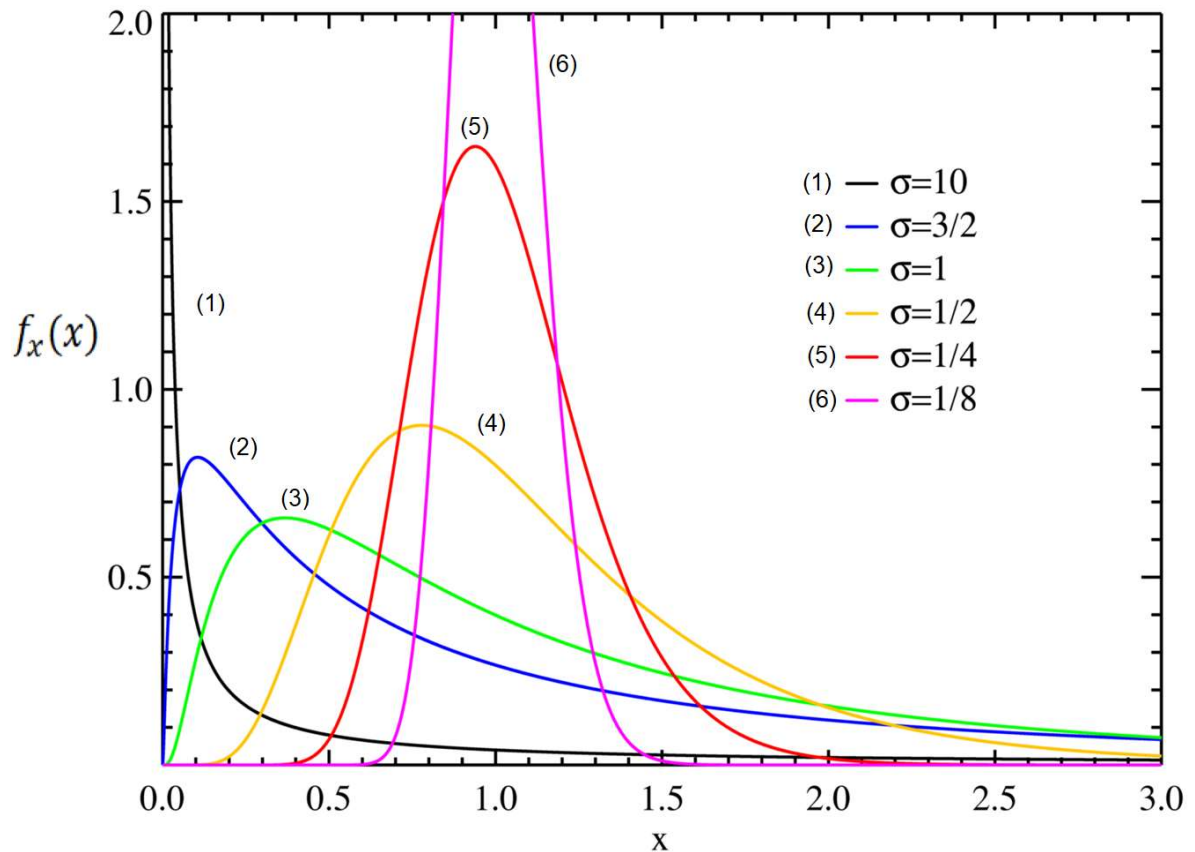
$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (3.12)$$

Em que, neste caso, μ corresponde à média de $\ln(x)$ e σ , o desvio padrão de $\ln(x)$.

Este tipo de distribuição só assume valores positivos, característica importante na descrição de algumas propriedades utilizadas na engenharia.

A Figura 3.4 apresenta alguns exemplos de funções de densidade de probabilidade da distribuição log-normal para $\mu = 0$ e diferentes valores de σ .

Figura 3.4 - Distribuições log-normal para $\mu = 0$ e diferentes valores de σ .



Fonte: Flores, 2008.

3.3 Tratamento estatístico de dados em Geotecnia

O tratamento estatístico de um conjunto de dados visa caracterizar um fenômeno aleatório de interesse (LÓPEZ, 2017; RIBEIRO, 2008). Para tanto, são utilizados métodos da estatística descritiva e inferencial.

Segundo Devore (2006), a estatística descritiva pode ser dividida em duas áreas gerais. A primeira destas áreas está relacionada a técnicas visuais usadas para

representar um conjunto de dados, como: tabelas de frequência, histogramas, gráficos de pizza, gráficos de barras, digramas de dispersão e afins. A segunda corresponde às medidas descritivas numéricas, como as apresentadas nos itens 3.2.2 e 3.2.3.

A representação gráfica dos dados, geralmente, corresponde à primeira etapa do tratamento de dados. Devore (2006) destaca que resumos visuais de dados são excelentes ferramentas para obter impressões e ideias iniciais.

A maneira mais comum de se representar graficamente um conjunto de dados é um histograma (BEACHER e CHRISTIAN, 2003; FLORES, 2008). O histograma é um tipo de gráfico de barras que representa a distribuição de frequências (absolutas ou relativas) dos valores que compõem o conjunto. Entende-se por frequência ou frequência absoluta o número de vezes em que um determinado valor ocorre dentro de um conjunto de dados. Já a frequência relativa é a proporção de vezes em que o valor ocorre, em relação ao número total de observações (DEVORE, 2006).

Para se construir um histograma de dados quantitativos contínuos, é necessário que as medidas sejam subdivididas em intervalos de classes. Beacher e Christian (2003) ressaltam que a escolha dos intervalos é arbitrária, mas é interessante que tenham largura uniforme e pontos finais convenientes, facilitando comparações entre as classes. Alguns autores propõem regras práticas para a determinação do número de classes (k) adequado em cada conjunto de dados. Citam-se neste trabalho a regra de Sturges (Equação (3.13)), apresentada por Beacher e Christian (2003), e a sugerida por Devore (2006), na Equação (3.14).

$$k = 1 + 3,3 \cdot \log_{10} n \quad (3.13)$$

$$k \approx \sqrt{n} \quad (3.14)$$

No qual n é o tamanho do conjuntos de dados.

A construção do histograma é um recurso muito útil na identificação da distribuição teórica de probabilidades. Por isso, é comum se representar a curva de uma distribuição de probabilidade junto ao histograma, de modo a avaliar visualmente o ajuste dos dados pela referida distribuição. Essa comparação só é possível caso os dois elementos estejam em escalas semelhantes, logo, a altura das barras no histograma deve corresponder à densidade de frequência. A densidade equivale à

frequência relativa dividida pelo tamanho do intervalo de classe, de tal forma que a soma das áreas das barras seja igual a 1.

Além da análise visual da proximidade entre o desenho da distribuição teórica e aquele referente aos dados coletados, pode-se aplicar alguns testes, denominados testes de aderência, a fim de verificar a adequabilidade da distribuição aos dados da população. Os métodos Chi Quadrado e Kolmogorov Smirnov são exemplos de métodos teóricos com esse objetivo.

O passo seguinte no processo de análise dos dados é a determinação das medidas descritivas de posição e dispersão. No contexto das análises probabilísticas para estabilidade de taludes, os dados necessários são a média e a variância dos parâmetros do solo selecionados como variáveis aleatórias.

Os principais parâmetros de interesse em uma análise de estabilidade, comumente, são o peso específico, a coesão e o ângulo de atrito do solo. Guedes (1997) afirma que o peso específico é uma variável aleatória independente, enquanto que o intercepto de coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ') são dependentes entre si. As variáveis c' e ϕ' são obtidas simultaneamente a partir do ajuste da envoltória de ruptura, considerando os resultados de um conjunto de ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais. Deste modo, os tratamentos estatísticos aplicados a cada caso são diferentes. De um modo geral, os demais parâmetros do solo seguem um dos dois tipos de tratamento estatístico descritos a seguir.

No caso do peso específico, pode-se utilizar as equações (3.1) e (3.4) nos cálculos de média e variância. Outras propriedades do solo como, por exemplo, a resistência não drenada (s_u) e a poropressão (r_u) também seguem a metodologia tradicional da estatística descrita nos itens 3.2.2 e 3.2.3 (GUEDES, 1997).

O valor médio e a variância do intercepto de coesão e da tangente do ângulo de atrito efetivo, por outro lado, são calculados a partir de tratamentos estatísticos diferentes que dependem da forma com a qual estes parâmetros foram obtidos (RIBEIRO, 2008).

Quando os dados disponíveis são de ensaios de cisalhamento direto, os valores médios de c' e ϕ' são aqueles obtidos a partir da regressão linear dos N pares (σ' e τ), sendo σ' a tensão efetiva normal ao plano de ruptura e τ a tensão cisalhante de

ruptura. Segundo Neter et al (1982) apud Ribeiro (2008), as variâncias $V(c')$ e $V(tg \phi')$ são dadas por:

$$V(c') = V(\tau) \cdot \left[\frac{1}{N} + \frac{E(\sigma')}{\sum_{i=1}^N (\sigma'_i - E(\sigma'))^2} \right] \quad (3.15)$$

$$V(tg \phi') = \frac{V(\tau)}{\sum_{i=1}^N (\sigma'_i - E(\sigma'))^2} \quad (3.16)$$

$$V(\tau) = \frac{\sum_{i=1}^N (\tau_i - \tau_{est})^2}{N - 2} \quad (3.17)$$

Em que:

$E(\sigma')$ = média (ou valor esperado) dos valores σ'_i ;

τ_{est} = valor de τ obtido a partir da equação da reta de regressão linear para cada valor de σ' .

Segundo Ribeiro (2008), caso c' e ϕ' sejam obtidos de ensaios triaxiais, os resultados são analisados, inicialmente, no espaço p-q, em que p e q são respectivamente a semi-soma e a semi-diferença entre as tensões principais maior e menor. A reta de regressão linear dos pares (p,q) fornece os valores do intercepto a e da inclinação α , que correspondem aos seus valores médios ($E(a)$ e $E(tg \alpha)$). As variâncias $V(a)$ e $V(tg \alpha)$ podem ser obtidas das equações (3.15), (3.16) e (3.17), substituindo σ' e τ por p e q, respectivamente. Os valores de $V(c')$ e $V(tg \phi')$ são determinados retornando ao espaço σ' - τ através das relações apresentadas por Lima (1991) apud Ribeiro (2008):

$$E(c') = \frac{E(a)}{\sqrt{(1 - E(tg \alpha)^2)}} \quad (3.18)$$

$$E(tg \phi') = \frac{E(tg \alpha)}{\sqrt{(1 - E(tg \alpha)^2)}} \quad (3.19)$$

$$V(c) = \frac{1}{(1 - E(tg \alpha)^2)} \cdot \left[\frac{(a \cdot E(tg \alpha))^2}{(1 - E(tg \alpha)^2)} \cdot V(tg \alpha) + V(a) \right] \quad (3.20)$$

$$V(tg \phi') = \frac{V(tg \alpha)}{(1 - E(tg \alpha)^2)^3} \quad (3.21)$$

Algumas metodologias de análise probabilística utilizam o desvio padrão ao invés da variância, bastando apenas encontrar a raiz quadrada dos valores fornecidos pelas equações (3.15), (3.16), (3.20) e (3.21). Segundo Oliveira Junior (2019) a relação entre o desvio padrão do ângulo de atrito (σ_ϕ), em radianos, e o desvio padrão da tangente do ângulo de atrito ($\sigma_{tg\phi}$) é dada por:

$$\sigma_\phi = \sigma_{tg\phi} \cdot \cos(\phi)^2 \quad (3.22)$$

No meio geotécnico, é comum que não haja dados suficientes para se realizar as análises descritas acima, conhecendo-se apenas os valores médios dos parâmetros. Isso acontece devido ao alto custo associado a uma campanha extensa de ensaios de laboratório e de campo. Nesse cenário, muitos estudos são elaborados a partir de estimativas das medidas de variação (desvio padrão ou variância) a partir de coeficientes de variação existentes na literatura. A Tabela 3.2 apresenta valores típicos de coeficiente de variação de alguns parâmetros, de acordo com Sandroni e Sayão (1992).

Tabela 3.2 - Valores típicos de coeficiente de variação de acordo com Sandroni e Sayão (1992).

Parâmetro	Valor recomendado (%)	Coefficiente de variação (%)
Peso específico	3	2 a 8
Coesão efetiva	40	20 a 80
Ângulo efetivo de resistência	10	4 a 20
Coesão não-drenada	30	20 a 50

Fonte: Sandroni e Sayão (1992).

Zuccolo (2016) apresenta um levantamento de coeficientes de variação relatados na literatura de diferentes parâmetros do solo. A autora cita estudos nacionais e internacionais, de 1974 a 2015, com diferentes tipos de solo. A Tabela 3.3 resume os intervalos de CV encontrados para peso específico, coesão e ângulo de atrito (valores máximos e mínimos apresentados).

Tabela 3.3 - Intervalos de coeficiente de variação de parâmetros do solo já relatados na literatura, segundo levantamento de Zuccolo (2016).

Parâmetro	Coefficiente de variação (%)
Peso específico	0 - 28
Coesão	0,5 - 282
Ângulo de atrito	0 - 87

Fonte: A autora.

Observada a discrepância entre os valores apresentados nas Tabelas 3.2 e 3.3, vale ressaltar que os dados presentes na Tabela 3.3 correspondem a valores extremos, e que a maioria dos trabalhos citados por Zuccolo (2016) se encontram dentro da faixa de valores esperados. Contudo, é importante destacar que a estimativa do coeficiente de variação considerando resultados da literatura deve ser feita com cautela.

Outra medida estatística interessante que pode ser levada em consideração em uma análise probabilística de estabilidade de taludes é a covariância ou variância conjunta (Equação (3.23, apresentada por Vecci (2018)). Essa medida expressa o grau de interdependência numérica entre duas variáveis aleatórias (X e Y , por exemplo), logo variáveis independentes têm covariância zero.

$$Cov(X, Y) = \frac{\sum_{i=1}^N (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{N - 1} \quad (3.23)$$

Dentro do contexto da engenharia geotécnica, a coesão e o ângulo de atrito são exemplos de variáveis que podem ser dependentes. Segundo Beacher e Christian (2003), se a inclinação da envoltória de ruptura ($\tan \phi$) for estimada, equivocadamente, muito alta, conseqüentemente, para o ajuste da reta, o intercepto (c) terá que ser muito baixo, e vice-versa. Assim, incertezas sobre $\tan \phi$ e c estão associadas uma à outra.

Uma forma comum de demonstrar a dependência entre duas variáveis é por meio do coeficiente de correlação, ρ_{XY} , definido na Equação (3.24).

$$\rho_{XY} = \frac{Cov(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (3.24)$$

Beacher e Christian (2003) atentam para o fato de que esse coeficiente mede o grau em que uma variável varia linearmente com a outra. Sendo assim, estas podem ser relacionadas entre si, mas apresentarem um coeficiente de correlação insignificante caso a relação seja não linear. Segundo os autores, o coeficiente de correlação varia entre $[-1, +1]$, em que $\rho_{XY} = +1$ e $\rho_{XY} = -1$ implicam em uma correlação perfeita entre as variáveis X e Y positiva ou negativa, respectivamente.

Conforme Vecci (2018), pode-se também avaliar a correlação entre os próprios valores de uma variável aleatória X , separados por uma distância r , através da função de autocorrelação, definida por:

$$Cov_r (X) = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})(x_{i+r} - \bar{x})}{N - 1} \quad (3.25)$$

Sendo x_i e x_{i+r} valores da variável aleatória em pontos separados de uma distância r .

Um ponto muito importante no processo de obtenção dos dados de entrada de uma análise probabilística é a amostragem. Todo o procedimento apresentado até aqui se refere ao tratamento de uma amostra de solo, a partir da qual serão inferidos os parâmetros da população. Isso pois, no caso geotécnico, os parâmetros da população são dificilmente calculados, já que geralmente o solo é tratado como uma população infinita. Dessa forma, uma amostragem feita de maneira errada pode levar a erros significativos na análise.

Segundo Guedes (1997), as fases de uma amostragem são: a definição dos locais de extração dos elementos da amostra, a extração dos elementos e a determinação das características de interesse através de ensaios de laboratório. A autora ainda afirma que o número mínimo de elementos para compor uma amostra para a obtenção das medidas de interesse para qualquer material e ramo da engenharia, é determinado pelos seguintes fatores:

- Acurácia requerida para o dimensionamento;
- Uniformidade do material;
- Homogeneidade das camadas;
- Recursos financeiros e tempo para a exploração geotécnica e testes de laboratório;
- Confiabilidade dos trabalhos;

Conforme Guedes (1997), no caso geotécnico, deve-se ainda considerar que no processo de obtenção dos elementos da amostra, a umidade natural, a estrutura e o estado de tensões do solo podem ser alterados devido a fatores como transporte e armazenagem, metodologia de sondagem, profundidade da camada e nível d'água. As mudanças causadas por esses fatores são possíveis de serem quantificadas nas características físicas, de resistência e de deformabilidade do solo, mas torna o processo mais difícil e dispendioso. Além disso, os resultados também refletem o fator tempo, que pode contribuir para a alteração das medições.

Alguns autores já propuseram métodos para se estimar o número de medições (n) necessárias para a determinação de dados estatísticos, que podem ser aplicados à engenharia geotécnica. Guedes (1997) descreve detalhadamente dois desses métodos, a determinação por intervalos de confiança e pelo teorema de Bayes. Essa descrição não faz parte do escopo desse trabalho, no entanto destaca-se que, na prática, valores de n entre 20 e 30 usualmente são adequados. A autora ainda sugere que o número mínimo de ensaios seja determinado por intervalos de confiança a princípio e, caso esta análise forneça um valor inviável, seja aplicado o teorema de Bayes, que permite acrescentar a experiência do engenheiro aos cálculos.

Além do número de elementos amostrais, é necessário observar a localização dos mesmos. Sabe-se que o solo é um material naturalmente heterogêneo, e seus parâmetros variam espacialmente. Por isso, ao se escolher a localização dos elementos da amostra deve-se considerar esta variabilidade, para que a estimativa dos parâmetros estatísticos da população não seja tendenciosa.

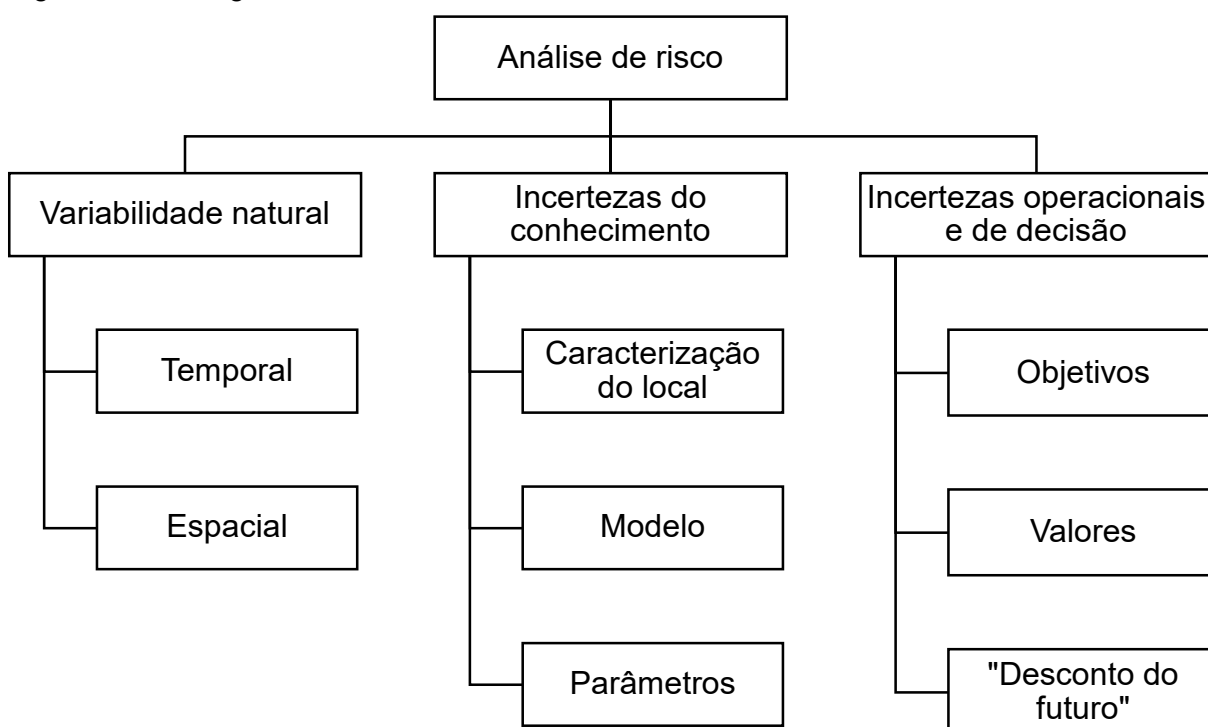
Para aplicar os conceitos de probabilidade e estatística parte-se do pressuposto que a amostra seja representativa, isto é, que todos os seus elementos tenham a mesma probabilidade de serem selecionados. Sendo assim, no caso dos elementos amostrais estarem muito correlacionados a amostra perde sua representatividade (GUEDES, 1997). Diversos autores já abordaram aspectos relacionados à variabilidade espacial do solo em tratamentos estatísticos de dados e análises probabilísticas de estabilidade de taludes (Guedes (1997), Cho (2007), Flores (2008), Cho (2010), Branco et al. (2014), Li et al. (2015), Jiang e Huang (2016), Ji et al. (2018), entre outros).

3.4 Incertezas na determinação de parâmetros do solo

Uma das principais vantagens da abordagem probabilística na engenharia geotécnica é o fato desta considerar as incertezas inerentes às análises, desde a interpretação do modelo à determinação dos parâmetros do solo. Logo, é importante entender as fontes ou tipos de incertezas que podem ocorrer na prática.

Segundo Beacher e Christian (2003), as incertezas tratadas na engenharia geotécnica se enquadram em três categorias principais, conforme Figura 3.5.

Figura 3.5 - Categorias das incertezas relacionadas a análises de risco.



Fonte: adaptado de Beacher e Christian, 2003

A variabilidade natural está associada à aleatoriedade característica de processos naturais, manifestando-se como variabilidade ao longo do tempo para fenômenos que ocorrem em um único local (variabilidade temporal) ou como variabilidade no espaço para fenômenos que ocorrem em locais diferentes, mas em um tempo único (variabilidade espacial) ou, ainda, como variabilidade ao longo do tempo e do espaço. Essa variabilidade natural pode ser aproximada utilizando simplificações ou modelos matemáticos, que podem ou não oferecer um bom ajuste aos fenômenos naturais.

A variabilidade espacial é gerada por fatores como: processo de formação, composição mineralógica, histórico de tensões, entre outros (Guedes, 1997). A variabilidade temporal, dentre outros fatores, pode ser causada pela variação do nível d'água e do teor de umidade do solo, como destacado por Zuccolo (2016). A autora explica que a variação da quantidade de água no solo faz com que sua sucção e resistência também estejam sujeitas a variações, além de aumentar o peso das camadas acima da superfície de ruptura. Em seu estudo, ela propôs um procedimento para estimativa da confiabilidade geotécnica com o exemplo de aplicação a um talude de solo não saturado.

A “incerteza do conhecimento”, por sua vez, é atribuída à falta de dados, de informações sobre eventos e processos ou de entendimento das leis físicas, que limitam nossa capacidade de modelar o mundo real. Segundo Beacher e Christian (2003), a incerteza do conhecimento divide-se em três grandes subcategorias para aplicações geotécnicas: incerteza na caracterização do local, incerteza do modelo e incerteza dos parâmetros.

A incerteza na caracterização do local está relacionada à adequação das interpretações geológico-geotécnicas que fazemos sobre o perfil do solo estudado. Isso é resultado de incertezas nos dados e na investigação do subsolo, incluindo erros de medição, inconsistência ou falta de homogeneidade dos dados, erros de manipulação e transcrição de dados e falta de representatividade das amostras (BEACHER e CHRISTIAN, 2003).

A incerteza do modelo diz respeito ao grau em que um modelo matemático escolhido reproduz com precisão a realidade. As incertezas quanto ao modelo, podem ser causadas pela sua incapacidade em representar precisamente o comportamento físico real de um sistema, ou pela inabilidade do projetista em identificar o melhor modelo, ou, ainda, pela utilização de um modelo desatualizado (BEACHER e CHRISTIAN, 2003).

Já a incerteza dos parâmetros tem relação com a precisão na qual os parâmetros do modelo são estimados. Esta pode ser causada por erros das medições feitas nos ensaios, seja por imperfeições de um instrumento, falta de qualificação da equipe, erros na leitura ou calibração, ou ainda pelo número limitado de observações, gerando uma imprecisão estatística (BEACHER e CHRISTIAN, 2003; SILVA, 2015).

Beacher e Christian (2003) explicam, por fim, que, além da variabilidade natural e das incertezas do conhecimento, dois outros tipos de incerteza podem fazer parte das análises de risco geotécnico e confiabilidade. Tais incertezas surgem com a implementação de projetos na prática e com as questões econômicas presentes nos cálculos de custo-benefício. São estas as incertezas operacionais, incluindo aquelas associadas à construção, fabricação, deterioração, manutenção e fatores humanos não contabilizados nos modelos de desempenho de engenharia; e incertezas de decisão, que estão relacionadas a fatores socioeconômicos, como a extensão de um horizonte de planejamento ou a aversão ao risco.

Conforme Guedes (1997), cada fonte de incerteza corresponde a uma parcela no valor total da variância de um parâmetro, que será usada na análise probabilística. Porém, a quantificação das variâncias relacionadas a cada fonte é, em geral, trabalhosa e requer dados de difícil obtenção. Por esse motivo, em muitos casos práticos, desprezam-se estas incertezas e a variância do parâmetro utilizada nas análises probabilísticas é simplesmente aquela proveniente dos resultados de ensaios, cuja determinação foi descrita no item 3.3.

3.5 Índice de confiabilidade, probabilidade de ruptura e análise de risco

Os dois resultados principais de uma análise probabilística são o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de ruptura ou falha (P_f). Os valores obtidos são então comparados com os limites admissíveis, de acordo com o tipo de projeto. Essa comparação faz parte do que se denomina análise de risco, na qual verificam-se os cenários possíveis e os prejuízos que estes podem provocar e avalia-se o nível de segurança de um empreendimento.

De acordo com o U.S. Army Corps of Engineers (1995), a probabilidade de ruptura pode ser entendida como a probabilidade de um valor da função de performance ou desempenho (fator de segurança) ultrapassar o limite de estado. Segundo Flores (2008), no contexto da análise de estabilidade de taludes, esse limite de estado é geralmente associado a $FS=1,0$. O mesmo autor afirma que, via de regra, a probabilidade de ruptura pode ser obtida através do cálculo do índice de confiabilidade, sendo β definido como:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (3.26)$$

Em que M é a margem de segurança, μ_M é o valor médio, e σ_M é o desvio padrão da margem de segurança.

A margem de segurança é uma forma de se analisar a estabilidade de um talude baseando-se no conceito de capacidade e demanda, e é definida como a diferença entre essas parcelas. Aplicada à estabilidade de taludes, a margem de segurança (M) corresponde à diferença entre a capacidade de resistência disponível (R) e a demanda de solicitação (S), conforme Equação (3.27) (RIBEIRO, 2008).

$$M = R - S \quad (3.27)$$

Conforme apresentado por Guedes (1997), algumas formulações para o índice de confiabilidade já foram propostas na literatura, baseando-se, principalmente, na hipótese de R e S serem variáveis aleatórias com distribuições normais ou lognormais, uma vez que estas formas de distribuição se adequam a grande parte dos casos práticos.

Considerando R e S como normalmente distribuídos e, conseqüentemente, M normalmente distribuído, Catalán e Cornell (1976) chegaram à seguinte formulação para β :

$$\beta = \frac{\overline{FS} - 1,0}{\sigma_{FS}} \quad (3.28)$$

Segundo Flores (2008), caso a margem de segurança M apresente distribuição log-normal, o índice de confiabilidade (β) pode ser obtido como:

$$\beta = \frac{E[\ln FS]}{\sigma_{\ln FS}} \quad (3.29)$$

Tal que:

$$E[\ln FS] = \ln(E[FS]) - \frac{\sigma_{\ln FS}^2}{2} \quad (3.30)$$

$$\sigma_{\ln FS} = \sqrt{\ln(1 + CV_{FS}^2)} \quad (3.31)$$

Em que CV_{FS} é o coeficiente de variação do fator de segurança, obtido a partir de:

$$CV(FS) = \frac{\sigma_{FS}}{E[FS]} \quad (3.32)$$

Sendo que o símbolo E indica a operação de valor esperado ou média das respectivas funções.

A relação entre a probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade é dada pela equação:

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (3.33)$$

O valor de $\Phi(\beta)$ é obtido através de uma função de distribuição normal padronizada, ou seja, com média nula e desvio padrão de 1, acumulada no intervalo entre $-\infty$ e β .

A formulação do índice de confiabilidade apresentada na Equação (3.29) tem sido amplamente utilizada por diversos autores, sendo também utilizada em softwares de engenharia geotécnica, como os pacotes da GeoStudio e Rocscience. Segundo Flores (2008), os resultados de probabilidade de ruptura sofrem pequenas diferenças de acordo com a distribuição adotada para a margem de segurança. Nota-se ainda que para pequenos valores de β , P_f é ligeiramente maior no caso de uma distribuição de probabilidade normal. Dessa forma, assumindo distribuições de probabilidade normais, como no caso de Catalán e Cornell (1976), trabalha-se a favor da segurança, principalmente na ausência de dados.

Quanto à avaliação da probabilidade de ruptura, não há ainda uma norma brasileira que prescreva intervalos admissíveis para esse valor. Contudo, na literatura, existem algumas sugestões de acordo com o tipo estrutura e/ou nível de segurança necessário, citadas a seguir.

Na Tabela 3.4, são apresentados, conforme U.S. Army Corps of Engineers (1995), os níveis de desempenho esperados de acordo com os valores de confiabilidade. Destaca-se que nessa tabela é utilizado termo probabilidade de desempenho insatisfatório, ao invés de probabilidade de ruptura ou falha, pois, nesse contexto, admitem-se como falha não apenas eventos catastróficos, mas qualquer diferença inaceitável entre o desempenho esperado e o observado.

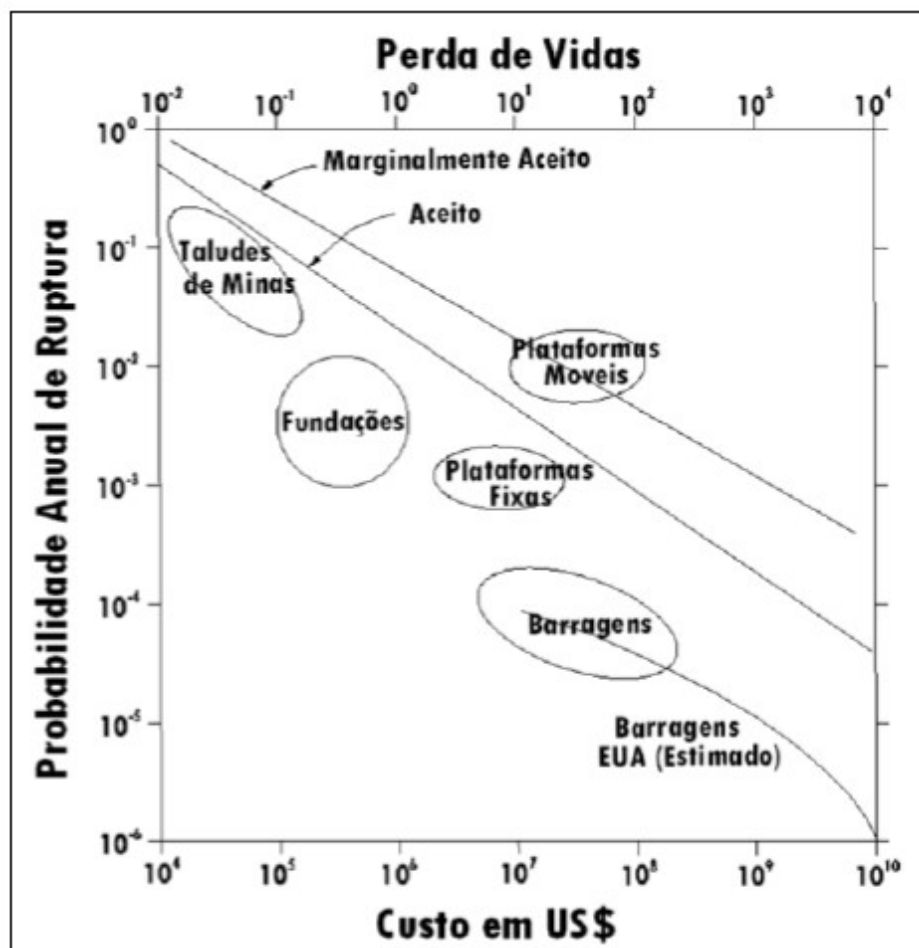
Tabela 3.4 - Níveis de desempenho esperados de acordo com os valores de confiabilidade.

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

Fonte: U.S. Army Corps of Engineers, 1995.

A Figura 3.6 apresenta o gráfico proposto por Baecher (1982) apud Oliveira Junior (2019), que considera as ordens de grandeza para perdas de vidas e custos da obra em dólares para avaliar os valores de P_f aceitáveis.

Figura 3.6 - Probabilidades de ruptura aceitáveis baseadas na perda de vida e custo da obra, conforme Baecher (1982).



Fonte: Baecher, 1982 apud Oliveira Junior, 2019.

Dell'avanzi e Sayão (1998) apud Vecci (2018), conforme Tabela 3, apresentam valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura para diferentes obras geotécnicas.

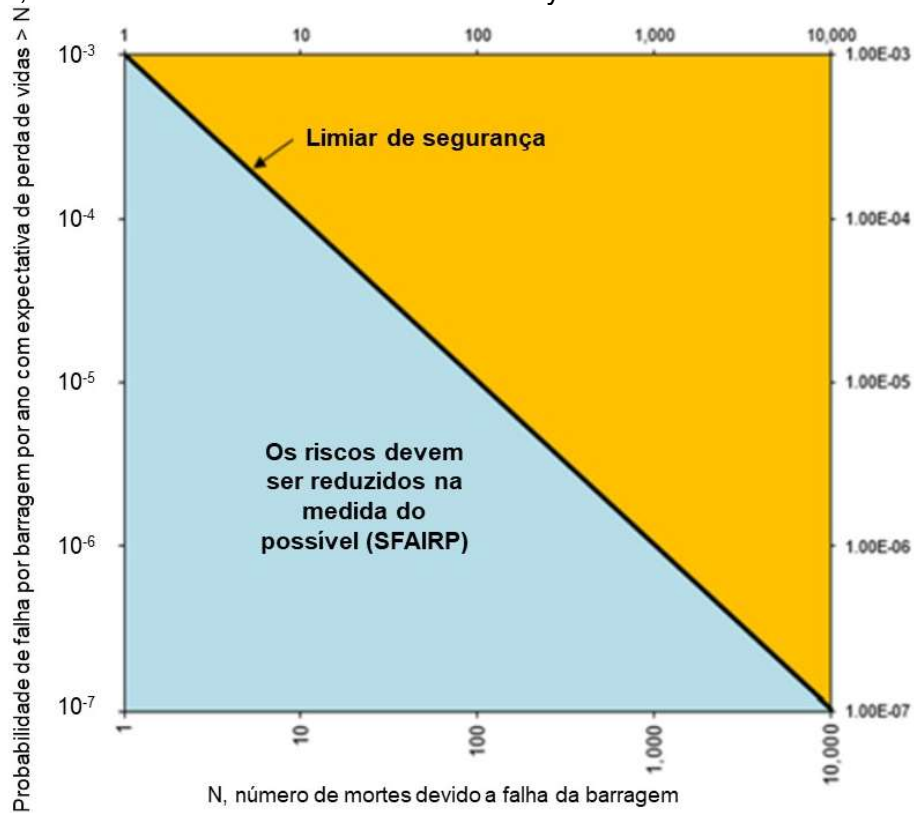
Tabela 3.5 - Valores típicos de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura para diferentes obras geotécnicas.

Casos	β	P_f
Fundações	2,3 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}
Taludes de mineração	1,0 a 2,3	10^{-1} a 10^{-2}
Barragens	3,5 a 5,0	10^{-3} a 10^{-5}
Estruturas de contenção	2,0 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}

Fonte: Dell'avanzi e Sayão, 1998 apud Vecci, 2018.

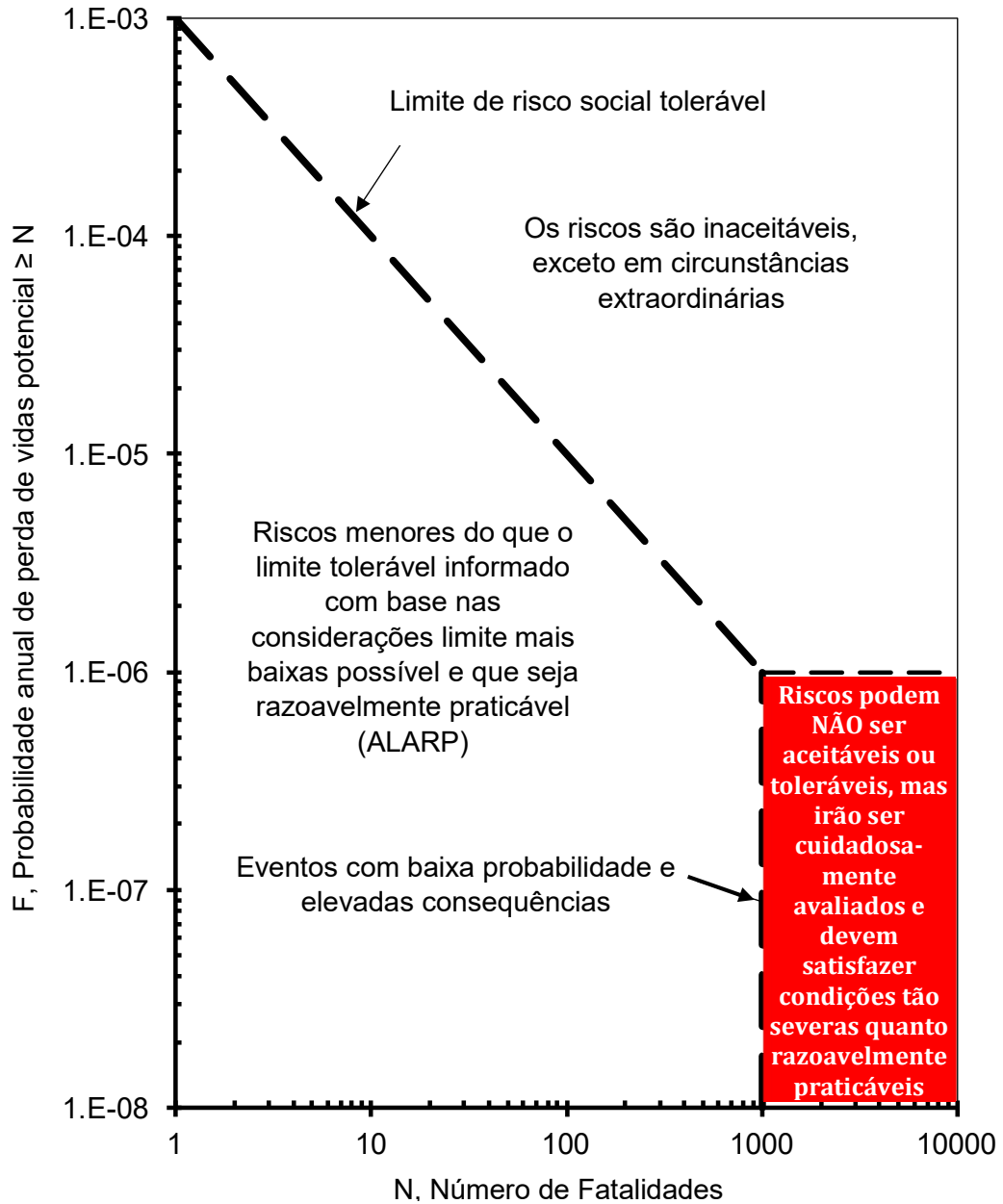
As barragens se destacam dentre as demais obras geotécnicas no que tange o gerenciamento de risco, devido ao enorme impacto gerado por uma eventual ruptura. Logo, alguns materiais mais recentes a respeito do assunto foram publicados. As Figuras Figura 3.7, Figura 3.8 e Figura 3.9 apresentam as diretrizes sugeridas por New South Wales Dam Safety Committee (2019), U.S. Army Corps of Engineers (2014) e U.S Bureau of Reclamation (2011) para avaliação de risco, respectivamente, baseados na probabilidade de ruptura anual e o número estimado de perdas de vidas.

Figura 3.7 - Probabilidades de ruptura toleráveis de acordo a perda de vidas para barragens já existentes, conforme New South Wales Dam Safety Committee.



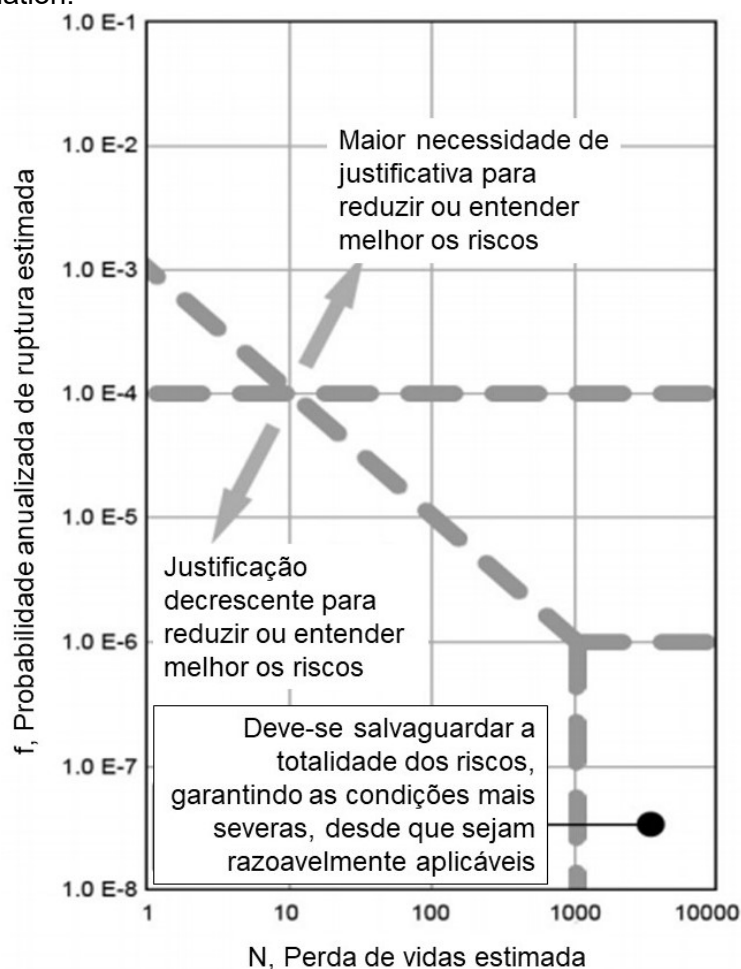
Fonte: Adaptado de New South Wales Dam Safety Committee, 2019.

Figura 3.8 - Probabilidades de ruptura toleráveis de acordo a perda de vidas, conforme U.S. Army Corps of Engineers.



Fonte: Adaptado de U.S. Army Corps of Engineers, 2014.

Figura 3.9 - Probabilidades de ruptura toleráveis de acordo a perda de vidas, conforme U.S Bureau of Reclamation.



Fonte: Adaptado de U.S Bureau of Reclamation, 2011.

No âmbito da mineração, alguns trabalhos também foram produzidos propondo valores referência de fatores de segurança e probabilidade de falha para taludes de minas a céu aberto. A Tabela 3.6 apresenta os valores considerados aceitáveis segundo Priest e Brown (1983) apud Read e Stacey (2009).

Tabela 3.6 - Valores aceitáveis para o fator de segurança e probabilidade de ruptura.

Consequências da falha	Exemplos	Valores aceitáveis		
		FS médio	P_f mínima (FS < 1,0)	P_f máxima (FS < 1,5)
Não é grave	Bancos individuais; taludes temporários pequenos (< 50 m), não adjacentes a estradas de transporte	1,3	10%	20%
Moderadamente grave	Qualquer talude de natureza permanente ou semipermanente	1,6	1%	10%
Muito grave	Taludes médios (50 - 100 m) e altos (> 150 m) que suportam estradas principais de transporte ou instalações permanentes de minas	2,0	0,30%	5%

Fonte: Priest e Brown, 1983 apud Read e Stacey, 2009.

El-Ramly (2001) afirma que probabilidades de ruptura críticas relatadas na literatura do meio geotécnico são conservadoras e muito generalizadas, visto que não consideram as condições particulares de cada caso, como geometria, instrumentação, fontes e níveis de incertezas. Logo, tais critérios podem não valer em qualquer talude. Segundo o autor, uma probabilidade de ruptura abaixo de 2%, ou um índice de confiabilidade acima de 2,0, já fornecem uma performance satisfatória dos taludes.

No entanto, Flores (2008) considera que esta probabilidade de ruptura crítica (2%) não engloba todos os casos de desempenho. Quando a estrutura não puder suportar deformações excessivas ou fissuras deve-se adotar critérios de projeto mais rigorosos.

3.6 Métodos de análise probabilística

As análises probabilísticas visam estimar os valores do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de ruptura (P_f), sendo que para isso é necessário que sejam conhecidos a média e desvio padrão do fator de segurança (FS). Nesse capítulo serão apresentados três métodos que podem ser aplicados com esse objetivo.

3.6.1 Método de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM – First Order, Second Moment)

O nome método “*First Order, Second Moment*” ou, em português, “Primeira Ordem e Segundo Momento” vem do fato deste usar uma aproximação de primeira ordem da série de Taylor, para obtenção do segundo momento estatístico do fator de segurança. Em estatística, o momento ou momento de ordem n de uma variável aleatória X é dado pelo valor de $E[X^n]$. Logo, a média e a variância correspondem aos momentos de primeira e segunda ordem, respectivamente.

O desenvolvimento matemático deste método, descrito por Harr (1987) e Beacher e Christian (2003), será apresentado de forma resumida a seguir.

Seja uma função de interesse F , envolvendo as variáveis aleatórias de entrada (X_1, X_2, \dots, X_n), tem-se:

$$F = F(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.34)$$

Considerando o caso de F ser definida por apenas uma variável independente X e que o valor de F seja conhecido para algum valor de X, por exemplo, \bar{x} , então o valor de F poderá ser encontrado para qualquer outro valor x usando a série de Taylor, conforme Equação (3.35).

$$F(x) = F(\bar{x}) + \frac{F'(\bar{x})}{1!} (x - \bar{x}) + \frac{F''(\bar{x})}{2!} (x - \bar{x})^2 + \dots \quad (3.35)$$

Essa equação é exata, desde que sejam usados todos os termos até o infinito. Em aplicações práticas, busca-se um valor de x próximo de \bar{x} , portanto, os termos de ordem superior (quadrados, cubos, etc.) tornam-se pequenos e a série pode ser truncada. No caso do método FOSM, apenas os termos de primeira ordem são considerados, simplificando os cálculos. A partir dessa simplificação, tem-se:

$$F(x) = F(\bar{x}) + F'(\bar{x}) \cdot (x - \bar{x}) \quad (3.36)$$

A Equação (3.36) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$F(x) - F(\bar{x}) = F'(\bar{x}) \cdot (x - \bar{x}) \quad (3.37)$$

Elevando as duas parcelas da igualdade na Equação (3.37) ao quadrado, obtém-se uma aproximação da variância da função F (segundo momento), de tal forma que:

$$V[F(X)] = (F'(\bar{x}))^2 \cdot V(X) \quad (3.38)$$

No estudo da estabilidade de taludes, a função de interesse é representada pelo fator de segurança e, em muitos casos, admite-se mais de uma variável independente; portanto, é necessária uma generalização da Equação (3.38). Dessa forma, a variância da função fator de segurança equivale a um somatório do produto entre os quadrados das suas derivadas parciais em relação a cada parâmetro e as respectivas variâncias dos mesmos, conforme Equação (3.39).

$$V[FS] = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\partial FS}{\partial X_i} \right]^2 \cdot V[X_i] \quad (3.39)$$

Caso o fator de segurança seja obtido a partir de duas variáveis correlacionadas (X_1, X_2), a variância de FS será dada por:

$$V[FS] = \left(\frac{\partial FS}{\partial X_1}\right)^2 \cdot V(X_1) + \left(\frac{\partial FS}{\partial X_2}\right)^2 \cdot V(X_2) + 2 \left(\frac{\partial FS}{\partial X_1}\right) \left(\frac{\partial FS}{\partial X_2}\right) Cov(X_1, X_2) \quad (3.40)$$

O valor médio ou esperado da função do fator de segurança é obtido a partir dos dados médios de cada variável aleatória considerada, sendo:

$$E[FS] = FS(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \bar{X}_3, \dots, \bar{X}_n) \quad (3.41)$$

Observa-se que para utilizar esse método é necessário conhecer as derivadas parciais do fator de segurança. Estão presentes na literatura alguns métodos para a obtenção dos valores aproximados dessas derivadas, descritos a seguir.

Sandroni e Sayão (1992) aplicaram a metodologia das diferenças divididas (ascendentes ou descendentes) no cálculo das derivadas. Nessa metodologia, varia-se separadamente cada parâmetro considerado variável e observa-se a variação correspondente no valor do fator de segurança. A aproximação da derivada parcial de cada parâmetro é obtida dividindo-se a variação do fator de segurança pela variação de cada parâmetro, de tal forma que:

$$\frac{\partial FS}{\partial x} = \frac{FS(\bar{x}_i \pm \delta x_i) - E[FS]}{\delta x_i} \quad (3.42)$$

Segundo Baecher e Christian (2003), deve-se buscar um valor de incremento que seja o menor possível, mas que evite erros de arredondamento. Uma maneira fácil de verificar isso é comparar a mudança na magnitude da estimativa da derivada parcial para diferentes incrementos e decréscimos da variável independente. Uma pequena diferença entre os resultados mostra que a estimativa da derivada é robusta. Ao mesmo tempo, deve-se estar atento para que o incremento não seja maior que o necessário para obter um resultado preciso. Segundo os autores, quanto maior o incremento, maior o erro na estimativa da derivada. Dell'avanzi (1995) sugere que sejam utilizados incrementos (δx_i) de até 10% do seu valor médio do parâmetro.

O U.S. Army Corps of Engineers (1995) propõe que as derivadas parciais sejam calculadas a partir do método das diferenças centrais. De forma semelhante ao

método anterior, inicialmente se estima $E[FS]$ a partir dos valores médios de cada parâmetro. Em seguida, acrescenta-se e subtrai-se do valor médio um valor correspondente ao desvio padrão, encontrando a diferença entre os dois valores resultantes de FS e dividindo-a pelo dobro do desvio padrão, conforme Equação (3.43).

$$\frac{\partial FS}{\partial x} = \frac{FS(\bar{x}_l + \sigma_{x_i}) - FS(\bar{x}_l - \sigma_{x_i})}{2\sigma_{x_i}} \quad (3.43)$$

De acordo com Baecher e Christian (2003), o uso do desvio padrão como valor de variação não é uma boa ideia, visto que este já está presente na Equação (3.39) ($V[X_i] = (\sigma_{x_i})^2$) e não é necessário introduzi-lo no cálculo das derivadas parciais. Uma razão para essa recomendação pode ser a confusão entre a abordagem dos métodos FOSM e das Estimativa pontuais, apresentado a seguir.

Para a aplicação do método FOSM são necessárias $n+1$ ou $2n+1$ análises determinísticas, no caso do uso das metodologias propostas por Sandroni e Sayão (1992) ou U.S. Army Corps of Engineers (1995), respectivamente. Os resultados não dependem das formas das distribuições das variáveis ou da função FS, contanto que as distribuições e funções sejam regulares e suaves. Segundo Fenton (1997), o método produzirá uma melhor aproximação se as incertezas das variáveis componentes forem pequenas, por exemplo, se o CV é inferior a 15%.

As vantagens dessa metodologia são sua facilidade de aplicação e a possibilidade de se obter a contribuição de cada variável aleatória na variância de FS.

3.6.2 Método das Estimativas Pontuais

O método das Estimativas Pontuais foi desenvolvido por Rosenblueth (1975) com o objetivo de aproximar numericamente os momentos de funções de distribuição de variáveis aleatórias. Dada a sua simplicidade de aplicação, o método foi adotado no meio geotécnico dentro das análises probabilísticas.

Sejam as variáveis aleatórias, X e Y , tal que Y é uma função de X , ou seja, $Y = g(X)$. O método consiste em, a partir da média, desvio padrão e coeficiente de assimetria de X , buscar expressões aproximadas para os momentos da distribuição de Y . No

contexto da estabilidade de taludes, X pode ser, por exemplo, as propriedades do solo ou a geometria do talude, e Y pode ser o fator de segurança.

Para isso, Rosenblueth (1975) propôs que a variável aleatória contínua X fosse substituída por uma variável aleatória discreta, de tal forma que ambas apresentassem os mesmos momentos da função de distribuição de probabilidade (aproximação que perde a validade para termos de ordem muito elevada). A função equivalente de distribuição de X é então representada, geralmente, por dois pontos x_+ e x_- com concentrações de probabilidade P_+ e P_- . Logo, o cálculo dos momentos da função Y são baseados na relação:

$$E[Y^m] \cong P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad (3.44)$$

Em que, nesta equação:

Y é uma função determinística de X, $Y = g(X)$;

$E[Y^m]$ é o valor esperado de Y elevado à potência m;

y_+ é o valor de Y avaliado em um ponto x_+ , que é maior que a média de X;

y_- é o valor de Y avaliado em um ponto x_- , que é menor que a média de X; e

P_+ e P_- são pesos associados aos valores y_+ e y_- , respectivamente.

A aplicação da Equação (3.44) envolve a escolha apropriada dos valores de P_{\pm} e x_{\pm} . Quando a média (\bar{X}), desvio padrão (σ_x) e o coeficiente de assimetria (v_x) da função são conhecidos, Rosenblueth (1975) apresenta quatro condições que devem ser satisfeitas para que os valores de P_{\pm} e x_{\pm} sejam estimados:

$$P_+ + P_- = 1 \quad (3.45)$$

$$P_+ x_+ + P_- x_- = \bar{X} \quad (3.46)$$

$$P_+ (x_+ - \bar{X})^2 + P_- (x_- - \bar{X})^2 = \sigma_x^2 \quad (3.47)$$

$$P_+ (x_+ - \bar{X})^3 + P_- (x_- - \bar{X})^3 = v_x \sigma_x^3 \quad (3.48)$$

No caso de v_x ser desconhecido, pode-se considera-lo nulo. Assim, quando o coeficiente de assimetria é zero ou desprezado (distribuição simétrica), a solução desse sistema de equações se torna mais simples, sendo igual a:

$$P_+ = P_- = \frac{1}{2}; \quad x_+ = \bar{X} + \sigma_x; \quad x_- = \bar{X} - \sigma_x \quad (3.49)$$

A partir de uma generalização do procedimento descrito, pode-se aplicar o método a uma função de n variáveis, correlacionadas ou não, cuja assimetria é admitida igual a zero. São determinados 2^n pontos para incluir todas as combinações possíveis com cada variável, um desvio padrão acima ou abaixo de sua média, como ilustrado na Figura 3.10.

Figura 3.10 – Combinações (2^n) para os pontos x_{i+} (+) e x_{i-} (-) de acordo com o número de variáveis aleatórias (n).

Número de Variáveis Aleatórias

		1	2	3	4	...	n
N ú m e r o d e T e r m o s	2^1	1	-	-	-		
		2	+	-	-	-	
	2^2	3	-	+	-	-	
		4	+	+	-	-	
		5	-	-	+	-	
		6	+	-	+	-	
	2^3	7	-	+	+	-	
		8	+	+	+	-	
		9	-	-	-	+	
		10	+	-	-	+	
		11	-	+	-	+	
		12	+	+	-	+	
	2^4	13	-	-	+	+	
		14	+	-	+	+	
		15	-	+	+	+	
		16	+	+	+	+	
			
			
			
		2^n					

Fonte: Maia, 2003.

Com essa generalização, a solução para os valores de x_{i+} e x_{i-} é a mesma apresentada na Equação (3.49). Os valores de P_+ e P_- , por sua vez, são dados pela Equação (3.50), caso haja correlação entre as variáveis, e pela Equação (3.51), quando essa

correlação não existe ou é desprezada, de acordo com Beacher e Christian (2003). No uso da Equação (3.50), deve-se estar atento ao sinal empregado no somatório. Para quaisquer duas variáveis, quando as coordenadas do ponto têm a mesma posição em relação a seu respectivo valor médio, o sinal do coeficiente de correlação correspondente é positivo e, quando os sentidos são opostos, o sinal é negativo.

$$P_{(s_1 s_2 \dots s_n)} = \frac{1}{2^n} \left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (s_i) (s_j) \rho_{ij} \right] \quad (3.50)$$

$$P_{(s_1 s_2 \dots s_n)} = \frac{1}{2^n} \quad (3.51)$$

Em que s_i e s_j são iguais a +1 (+) quando o valor da i -ésima variável for um desvio padrão acima da sua média e -1 (-) quando o valor for um desvio padrão abaixo da média.

No contexto de aplicação a análises probabilísticas em estabilidade de taludes, a função de interesse Y corresponde ao fator de segurança (FS) e os pontos são calculados a partir de análises determinísticas. Para cada análise, é feita uma combinação das variáveis aleatórias, acima ou abaixo do seu valor médio. A Tabela 3.7, apresentada por Flores (2008), representa um exemplo deste método aplicado a um talude, onde são consideradas duas variáveis aleatórias, a coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) de um determinado solo que compõe o perfil geológico-geotécnico.

Tabela 3.7 - Representação esquemática de um exemplo de aplicação do método de estimativas pontuais em um talude com duas variáveis aleatórias (c, ϕ).

Análise	Valor de c	Valor de ϕ	Fator de Segurança
1	$c + \sigma_c$	$\phi + \sigma_\phi$	FS ₊₊
2	$c + \sigma_c$	$\phi - \sigma_\phi$	FS ₊₋
3	$c - \sigma_c$	$\phi + \sigma_\phi$	FS ₋₊
4	$c - \sigma_c$	$\phi - \sigma_\phi$	FS ₋₋

Fonte: Flores, 2008.

Para o cálculo do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de ruptura (P_f) considerando as variáveis independentes, obtém-se a média de FS a partir das Equações 3.44, (3.49) e (3.51), para $m = 1$, conforme Equação (3.52). A variância de

FS é dada pelas Equações (3.53) e (3.54), e o desvio padrão corresponde à raiz quadrada desse valor (Equação (3.55)).

$$E[FS] = \overline{FS} = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} FS_i \quad (3.52)$$

$$E[FS^2] = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} FS_i^2 \quad (3.53)$$

$$V[FS] = E[FS^2] - (E[FS])^2 \quad (3.54)$$

$$\sigma_{FS} = \sqrt{V[FS]} \quad (3.55)$$

3.6.3 Simulação de Monte Carlo

O método de Simulação Monte Carlo está baseado na geração aleatória de dados para variáveis, conhecidas suas funções de densidade de probabilidade. Para cada valor ou combinação de valores das variáveis aleatórias é obtido um resultado para a função de interesse, por exemplo, o fator de segurança. No caso da estabilidade de taludes, obtém-se o valor da função FS por meio de uma análise determinística. A repetição desse processo resulta em um conjunto de resultados, semelhante a uma amostra de observações experimentais. A partir dessa amostra, é possível definir a função de densidade de probabilidade do fator de segurança. Portanto, o método consiste em uma simulação de processo de amostragem (ARAÚJO, 2018).

Segundo Maia (2003), a descrição matemática desse método pode ser encontrada em Hammersley & Handscomb (1964). Atualmente, alguns softwares de análise de estabilidade já incorporam ferramentas estatísticas capazes de gerar os números aleatórios, a partir da média, desvio padrão, tipo de distribuição e limites inferiores e superiores de cada variável. Cabe então ao usuário conhecer o comportamento da distribuição das variáveis aleatórias e determinar o tamanho da amostra (N) a ser obtida.

Harr (1987) sugere a utilização da Equação (3.56) para determinar o número de análises necessárias (N) de acordo com o nível de confiança requerido. Uma forma

alternativa de avaliar o tamanho da amostra escolhida é através do gráfico de convergência dos valores de P_f ou FS.

$$N = \left(\frac{h_{\tilde{\alpha}/2}^2}{4\varepsilon^2} \right)^m \quad (3.56)$$

Em que ε é o máximo erro permitido ou a precisão estimada em porcentagem, $h_{\tilde{\alpha}/2}$ está relacionado com o nível de confiança adotado (considerando distribuição normal de FS) e pode ser obtido na Tabela 3.8 e m é o número de variáveis aleatórias.

Tabela 3.8 - Coeficientes de confiança para a distribuição normal.

Nível de confiança ($1 - \tilde{\alpha}$) (%)	$h_{\tilde{\alpha}/2}$
90	1,64
95	1,96
95,45	2,00
98	2,33
99	2,58
99,5	2,81
99,73	3,00
99,9	3,29
99,99	3,89
99,994	4,00

Fonte: Harr, 1987.

Como resultado desse método tem-se a forma da distribuição de probabilidade do fator de segurança e, conseqüentemente, a probabilidade de ruptura. O índice de confiabilidade também pode ser calculado a partir da Equação (3.28). Logo, ao contrário dos métodos anteriores, a forma da distribuição não é assumida.

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE VIÇOSA – MG

4.1 Disposições gerais

Como já mencionado anteriormente, este trabalho tem por objetivo fazer um levantamento de estudos realizados na cidade de Viçosa-MG para, então, realizar análises de estabilidade de um talude em solos residuais jovem e maduro típicos da região. Neste capítulo são apresentadas informações a respeito da área em estudo, de modo a caracterizá-la.

4.2 Localização

O município de Viçosa está localizado na Zona da Mata Mineira, mesorregião do Estado de Minas Gerais, Brasil. Abrangendo uma área de 299,418 km², a cidade possui população estimada de 78 846 habitantes (IBGE, 2019). O centro da cidade encontra-se a uma altitude aproximada de 649 metros.

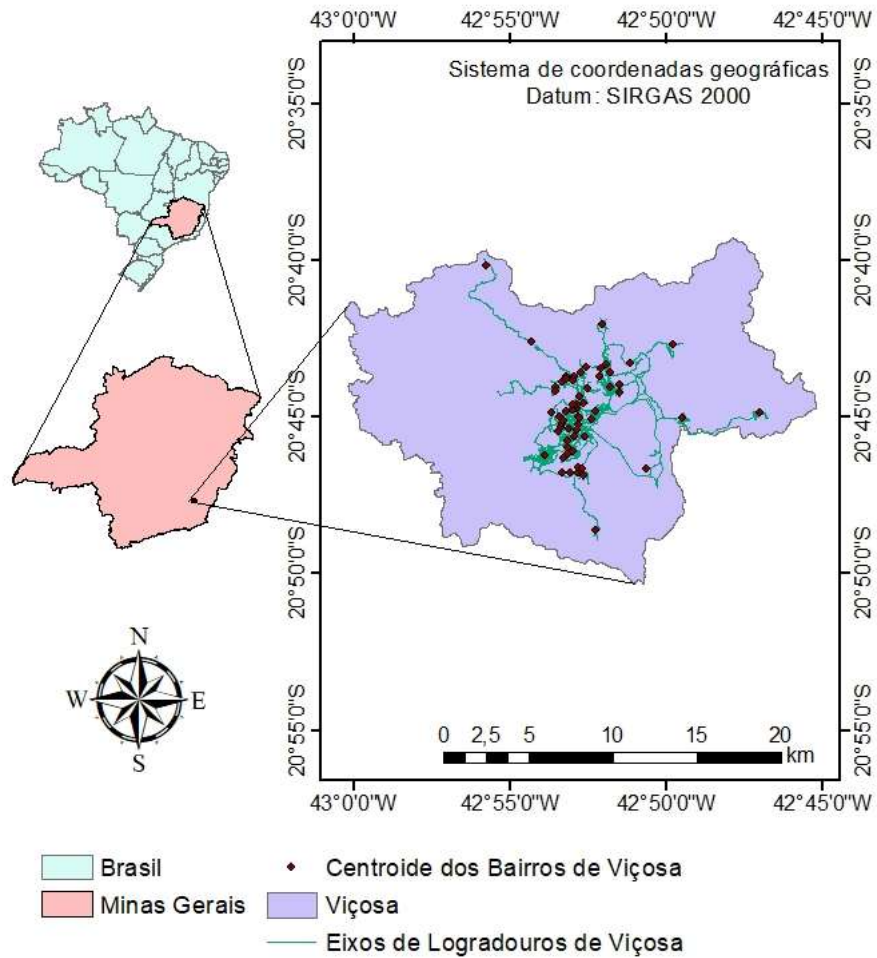
Viçosa tem como municípios limítrofes Teixeiras e Guaraciaba ao norte, Paula Cândido e Coimbra ao sul, Cajuri e São Miguel do Anta a leste e Porto Firme a oeste. Faz parte na sub-bacia hidrográfica do Ribeirão São Bartolomeu e bacia hidrográfica do Rio Turvo Sujo. A Figura 4.1 apresenta a localização geográfica de Viçosa, evidenciando a área urbana da cidade a partir dos eixos dos logradouros e centroides dos bairros.

4.3 Clima

Segundo Azevedo (1999) apud Reis (2004), o tipo climático de Viçosa, conforme o sistema de classificação de Köppen-Geiger, pode ser visto como Cwa (Clima Tropical de Altitude de Verões Brandos), caracterizando-se pelos invernos secos e verões chuvosos. A estação mais fria compreende os meses de maio a agosto e a chuvosa, de outubro a março. A média anual da umidade relativa do ar se apresenta em torno de 78 %.

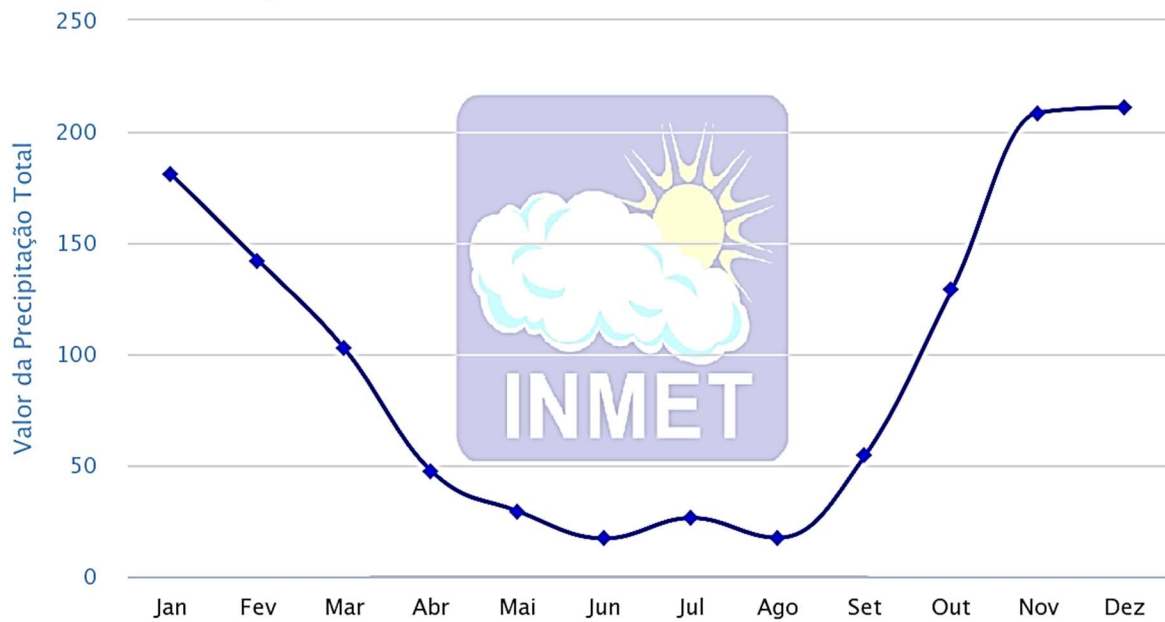
A Figura 4.2 apresenta um gráfico com dados de precipitação acumulada (mm) da série histórica (1961 – 1990) fornecido pelo INMET (2019).

Figura 4.1 - Localização do município de Viçosa - MG.



Fonte: A autora.

Figura 4.2 - Precipitação acumulada média (mm) relativa ao período 1961 - 1990.



Fonte: INMET, 2019.

Analisando dados meteorológicos de 2008 a 2017 registrados pela Estação Convencional de Viçosa (UFV, 2018), observa-se uma temperatura média anual de aproximadamente 20,4°C e uma precipitação média anual é da ordem de 1200 mm (Tabela 4.1 e Tabela 4.2).

Tabela 4.1 - Temperatura média (°C) registradas pela Estação Meteorológica Convencional de Viçosa de 2008 a 2017.

	Temperatura média (°C)									
	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Janeiro	21,6	22,5	23,5	23,4	24,0	22,6	23,3	23,7	22,8	23,7
Fevereiro	22,7	22,9	23,9	23,5	22,5	22,5	23,5	23,2	23,9	22,9
Março	22,0	22,8	22,9	22,3	21,9	22,4	22,0	22,6	23,1	22,0
Abril	21,3	20,5	20,4	20,8	20,8	20,0	20,8	20,9	22,3	21,2
Mai	17,7	18,4	18,4	17,4	17,6	17,8	18,3	18,4	19,2	18,5
Junho	16,7	16,6	15,3	15,6	17,7	17,7	17,4	17,2	16,9	17,9
Julho	15,4	17,6	17,4	15,1	16,5	16,6	16,8	17,3	17,2	15,9
Agosto	18,3	17,3	16,6	18,5	17,2	17,4	17,5	17,9	18,5	17,6
Setembro	18,8	21,4	19,2	18,5	19,4	19,7	20,1	20,9	20,7	19,5
Outubro	21,6	21,8	20,4	20,2	21,4	19,7	20,0	22,5	21,8	22,6
Novembro	21,4	22,9	21,1	19,7	21,3	21,1	22,1	23,7	21,9	21,6
Dezembro	21,4	22,4	23,1	28,4	24,0	22,4	23,1	23,3	22,9	23,0
Anual	19,9	20,6	20,2	20,3	20,4	20,0	20,4	21,0	20,9	20,5

Fonte: Compilado pela autora a partir de UFV (2018).

Tabela 4.2 - Precipitação acumulada (mm) registradas pela Estação Meteorológica Convencional de Viçosa de 2008 a 2017.

	Precipitação acumulada (mm)									
	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Jan	236,8	237,6	57,9	141,0	385,4	148,5	72,2	80,2	355,7	65,7
Fev	148,5	170,2	45,5	119,7	41,4	110,8	23,8	165,9	75,3	96,5
Mar	350,0	273,4	184,8	249,2	106,1	222,2	182,8	237,7	72,7	80,9
Abr	97,0	29,9	28,1	43,5	52,9	119,6	84,4	29,7	18,5	37,0
Mai	0,0	0,8	35,4	2,6	104,0	62,1	8,4	54,1	8,7	47,9
Jun	41,0	38,2	0,9	22,7	8,4	24,7	2,2	10,1	67,1	15,6
Jul	0,5	1,0	0,0	0,0	0,4	1,9	11,1	26,8	0,0	0,0
Ago	40,5	13,2	0,2	4,8	5,5	3,5	6,9	4,9	11,1	0,0
Set	138,5	96,0	22,8	0,2	46,9	44,9	18,8	64,9	17,7	18,8
Out	66,5	123,5	147,3	159,2	98,9	72,8	23,6	45,5	63,0	38,8
Nov	202,1	137,5	393,0	297,6	225,3	140,5	203,0	207,4	214,9	173,9
Dez	302,0	393,5	388,6	350,5	199,3	371,1	167,2	260,1	263,0	266,0
Anual	1623,4	1514,8	1304,5	1391,0	1274,5	1322,6	804,4	1187,3	1167,7	841,1

Fonte: Compilado pela autora a partir de UFV (2018).

4.4 Geologia

Segundo Luís (2000), o município de Viçosa situa-se no Complexo Mantiqueira, e sua geologia é caracterizada por rochas do Embasamento Granito-Gnáissico Indiviso, referentes ao período Pré-cambriano. Estas incluem gnaisses moderadamente indiferenciados a bastante alterados, com níveis quartzosos intercalados a níveis micáceos. Segundo a autora, também se observa a presença de intrusões de rocha metabásica, ora concordantes ora discordantes com a foliação da rocha local.

Conforme Gradim et al. (2014), a característica fundamental da região é a abundância de rochas metamórficas de médio a alto grau, ortoderivadas e paraderivadas, das fácies anfíbolito e granulito. Segundo os autores, o relevo apresentado pelo Complexo Mantiqueira (CM) se caracteriza pelas formas arredondadas com um manto de alteração expesso. O CM subdivide-se em duas subunidades litológicas: ortognaisses e anfíbolitos. Os ortognaisses, comuns na cidade de Viçosa, são gnaisses bandados e foliados, de composição granítica, mais raramente tonalítica, apresentando pequenas variações texturais e granulométricas. O bandamento pode variar de centimétrico a decimétrico e concorda com a foliação.

Gradim et al. (2014) descrevem também que, nas análises de lâminas delgadas dos ortognaisses, nota-se que os leucossomas são compostos por quartzo, feldspatos potássico (microclina e raro ortoclásio), plagioclásio e com biotita e hornblenda subordinadas, de granulação média. A mineralogia dos melanossomas, por sua vez, é composta por hornblenda, biotita e em menores quantidades encontra-se quartzo e feldspato potássico, de granulação média a grossa. A mineralogia acessória é parecida para ambas as bandas, sendo composta por titanita, zircão e apatita.

4.5 Geomorfologia

Segundo Nunes et al (2001), a região de Viçosa encontra-se no domínio da unidade geomorfológica dos Planaltos Cristalinos Rebaixados, os Mares de Morros, cuja principal característica é o relevo fortemente ondulado e montanhoso, com morros em meia-laranja, resultantes da dissecação fluvial.

Conforme Correa (1984), esse tipo de relevo é comum em regiões com ocorrência de rochas gnáissicas do período pré-cambriano. O autor descreve sua pedofoma como sendo composta, predominantemente, por colinas convexas e convexo-côncavas,

alinhas em formas de espigões, bastante seccionadas pela rede de drenagem. Os divisores de água são em sua maioria constituídos de topos aplainados, formando pequenas bacias, e os prolongamentos de elevações em forma de ombreiras frequentemente convergem para os vales. As vertentes apresentam ondulações e são bastante ravinadas.

Segundo Luís (2000), no planalto de Viçosa destacam-se duas unidades fisiográficas básicas distintas: áreas de elevação e áreas de baixadas. Encontram-se, também, como componentes do relevo regional, terraços fluviais e planícies aluviais das principais drenagens.

4.6 Pedologia

Resende (1982) apud Reis (2004) define um perfil típico da Zona da Mata Mineira, para solos desenvolvidos de gnaisse, onde podem-se distinguir os seguintes horizontes:

- i. Horizonte A: Horizonte escurecido, constituindo a camada arável do perfil.
- ii. Horizonte B: Camada bastante espessa, de coloração amarela, vermelha ou vermelha-amarelada.
- iii. Horizonte C: Camada rósea, na parte superior, e acinzentada, na parte inferior, que se estende até a rocha. Nesse horizonte, os vestígios da estrutura da rocha são, ainda, visíveis.

Reis (2004) também apresentou informações relativas à pedologia do município de Viçosa a partir dos trabalhos de Carvalho Filho (1989), Ramalho (1994) e Azevedo (1999). Esses autores descreveram os tipos de solos superficiais da região, referentes ao campo de estudo da Pedologia, sendo estes: Latossolo Vermelho-Amarelo, Cambissolo, Podzólico Vermelho-Amarelo, Podzólico Vermelho-Amarelo com B Bruno Micáceo, Cambissolo Latossólico, Latossolo Vermelho-Amarelo Variação Una e Solos Hidromórficos.

Um destaque maior será dado aos latossolos. Segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), os latossolos são solos cuja gênese foi comandada pelo processo de laterização. Tal processo de formação é típico de solos de climas quentes e úmidos, caracterizando-se pela concentração eluvial de óxidos e hidróxidos principalmente de alumínio e ferro.

Esta concentração aumenta em função da lixiviação da sílica ou da adição destes óxidos e hidróxidos. Conforme a mesma norma, esses solos também podem ser denominados solos lateríticos.

O Latossolo Vermelho-Amarelo, tipo de solo bastante presente nos perfis da microrregião de Viçosa, segundo Reis (2004), possui uma textura, comumente, areno-argilosa a argilo-arenosa e situam-se nos topos estreitos e nas pedoformas côncavo-convexas. Mineralogicamente, apresentam predominância de caulinita, goethita, hematita e traços de gibbsita.

Além destes, Luís (2000) destaca os solos saprolíticos, dado o seu volume e importância geotécnica na cidade de Viçosa. Estes solos ocorrem no horizonte C, resultante de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos de gnaisse do período Pré-Cambriano, apresentando camadas de espessuras muitas vezes superiores a 20 metros. Segundo Azevedo et al. (1998) apud Luís (2000), nos solos saprolíticos são observados matizes (ou pigmentos) distintos ao longo do perfil, sendo que:

- i. na parte superior do horizonte C, exibem a presença de mica e mostram-se com um tom róseo mais avermelhado, devido à presença de hematita, e textura areno-silto-argilosa;
- ii. na parte inferior do horizonte C, apresentam coloração mais acinzentada, com pouca presença de óxidos de ferro, prevalecendo caulinita e mica. A textura também é areno-silto-argilosa, mas com maior porcentagem de areia fina.

Neste trabalho, considera-se um perfil formado por dois solos de grande ocorrência em Viçosa, um latossolo (horizonte B), denominado Solo Residual Maduro (RM) e um saprolito (horizonte C), denominado Solo Residual Jovem (RJ), ambos desenvolvidos em gnaisse.

5 METODOLOGIA

5.1 Disposições gerais

Apresentam-se, nesse capítulo, os procedimentos realizados para o levantamento e tratamento estatístico dos dados relativos à parâmetros do solo da cidade de Viçosa-MG. Será também descrita a metodologia adotada nas análises de estabilidade do talude estudado, com uma abordagem probabilística.

5.2 Levantamento dos dados

Neste estudo foram levantados trabalhos acadêmicos contendo informações de solos residuais de gnaiss da cidade de Viçosa – MG. Como indicado no item 4.6, a pesquisa teve ênfase nos horizontes laterítico e saprolítico, denominados, neste trabalho, como Solo Residual Maduro (RM) e Solo Residual Jovem (RJ), respectivamente.

A pesquisa incluiu trabalhos de conclusão de curso em nível de graduação (TCC), dissertações de mestrado e teses de doutorado, em sua maioria apresentados à Universidade Federal de Viçosa (UFV). A maior parte das publicações foi obtida na forma digital, a partir dos repositórios institucionais, como o Locus (UFV) e o Pantheon (UFRJ). Algumas, entretanto, só estão disponíveis em sua forma impressa na Biblioteca do Centro de Ciências Exatas da UFV.

As informações coletadas em cada trabalho foram: autor, data de publicação, categoria do trabalho (TCC, mestrado ou doutorado), link para o arquivo digital (quando presente), descrição do solo segundo o autor, classificação dada ao solo no presente trabalho (RM ou RJ), local de estudo, distribuição granulométrica (porcentagens de argila, silte e areia), tipo de ensaio de resistência realizado (cisalhamento direto ou compressão triaxial), demais parâmetros de caracterização do solo quando presentes (peso específico ensaiado, peso específico dos grãos, umidade natural, limite de liquidez e índice de plasticidade) e os parâmetros de resistência de acordo com as condições de ensaios realizados (coesão e ângulo de atrito).

A partir das informações coletadas, classificou-se os solos conforme a metodologia proposta pelo Highway Research Board - HRB e adotada pela American Association of State Highway Officials – AASHTO (AASHTO, 1973).

Coletou-se também, de forma aproximada, as coordenadas geográficas dos locais de estudo, com auxílio do software *Google Earth*. Para isso, considerou-se a descrição do local feita pelos autores dos respectivos trabalhos.

De posse desses dados, criou-se um mapa da cidade de Viçosa contendo os pontos de estudo, utilizando o software ArcGIS. O arquivo, de formato *shapefile*, reuniu as coordenadas dos pontos e seus atributos, informações coletadas nos trabalhos conforme mencionado anteriormente.

5.3 Tratamento estatístico dos dados

Para o tratamento estatístico dos dados e obtenção das medidas de interesse (média e desvio padrão) foram adotadas duas metodologias diferentes. A primeira baseada na utilização das Equações (3.1) e (3.4) e a segunda, das Equações (3.15) a (3.22), conforme descrito no item 3.3.

A primeira metodologia foi aplicada aos dados coletados de acordo com o item 5.2. Inicialmente, selecionou-se os dados referentes aos solos residuais jovem e maduro, de modo a analisá-los separadamente. Para cada tipo de solo, foram construídos histogramas com os parâmetros de coesão, ângulo de atrito e peso específico, considerando, também, as diferentes condições de ensaio (umidade natural, saturado, resistência de pico e resistência pós pico ou residual). Para isso, calculou-se o número de classes do histograma com auxílio das Equações (3.13) e (3.14), adotando aquele que gerou melhor comportamento do gráfico. Os valores de incrementos de cada classe foram obtidos a partir da diferença entre os valores máximo e mínimo dos conjuntos dividida pelo número de classes.

Buscando evitar uma estimativa tendenciosa dos parâmetros estatísticos, os valores correspondentes a um mesmo local e condição de ensaios foram representados no conjunto de dados através da sua média aritmética. Dessa forma, ao tratar dados obtidos a partir de diferentes condições de ensaios, adotou-se a média aritmética somente para valores que tivessem mesma condição de ensaio e local de estudo,

simultaneamente. Ou seja, caso o material de um mesmo local fosse ensaiado em diferentes condições, estes dados seriam considerados independentes.

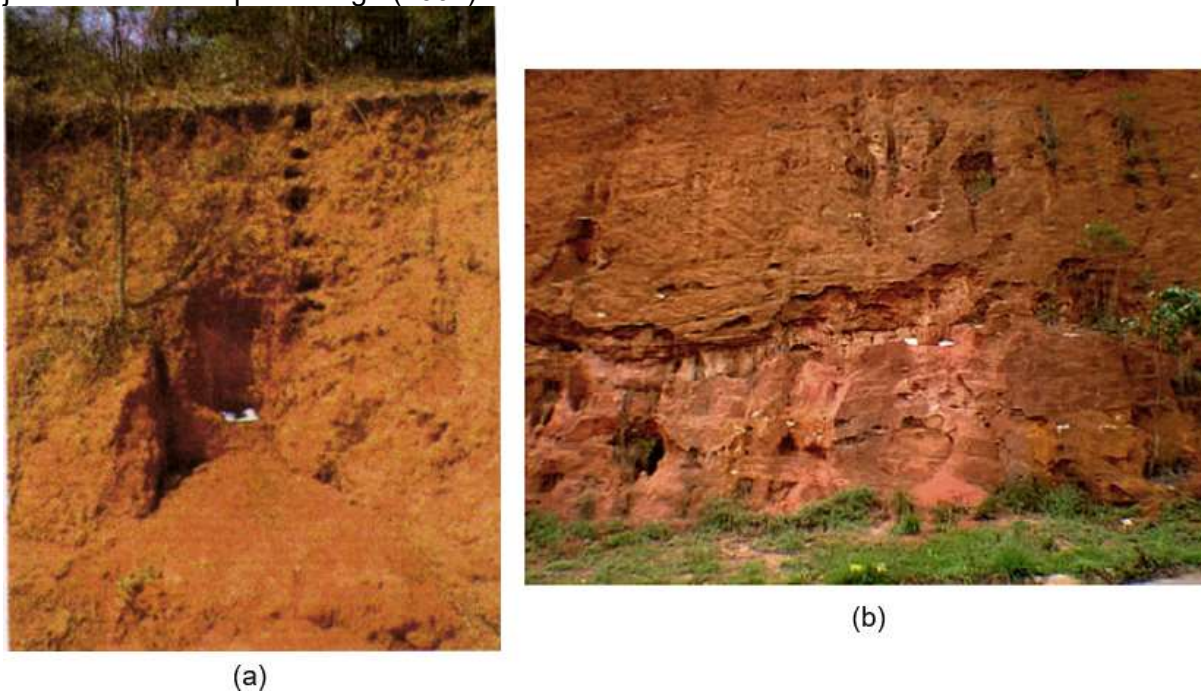
Os dados espúrios do conjunto de dados também foram identificados. Entende-se como dados espúrios aqueles que se diferenciam drasticamente de todos os outros ou são inconsistentes, isto é, pontos fora da curva. Como método de identificação foi utilizado o valor de *z-score*, ou *Z*, segundo a Equação (3.10). Segundo Ribeiro (2016), para um conjunto de dados pequeno (inferior a 50), valores que tenham *z-scores* inferiores a -2,5 ou superiores a 2,5 podem ser considerados espúrios, condição esta que foi adotada neste estudo.

A fim de avaliar a interdependência entre os valores de coesão e ângulo de atrito dos solos, calculou-se também o coeficiente de correlação (ρ_{XY}) entre essas variáveis, definido na Equação (3.24).

A segunda metodologia, por sua vez, foi aplicada aos dados apresentados por Pitanga (2002). Esse autor apresentou os resultados de um total de 186 ensaios de cisalhamento direto e 46 ensaios de compressão triaxial, nos quais avaliou-se a influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação das amostras na resistência de cisalhamento de três solos estruturados da Zona da Mata de Minas Gerais, Brasil.

No presente trabalho foram utilizados os dados referentes aos solos descritos pelo autor como Latossolo Vermelho-Amarelo (LV) e Saprolítico de Gnaisse (SP), considerados solos residuais de gnaisse maduro e jovem, respectivamente. A amostra do solo residual maduro foi coletada no Campus Viçosa da UFV (ponto de coordenadas geográficas: 20° 45' 11,1"S e 42° 51' 31,2"O), no horizonte B de um talude de corte com 4,8 m de altura, conforme Figura 5.1a. A amostra de solo residual jovem foi retirada no horizonte C de um talude localizado na rodovia que liga Viçosa à cidade de Paula Cândido – MG (ponto de coordenadas geográficas: 20° 46' 48,2"S e 42° 52' 52"O), conforme Figura 5.1b.

Figura 5.1 - Locais de coleta de amostras dos solos residuais de gnaiss (a) maduro e (b) jovem estudados por Pitanga (2002).



Fonte: Pitanga, 2002.

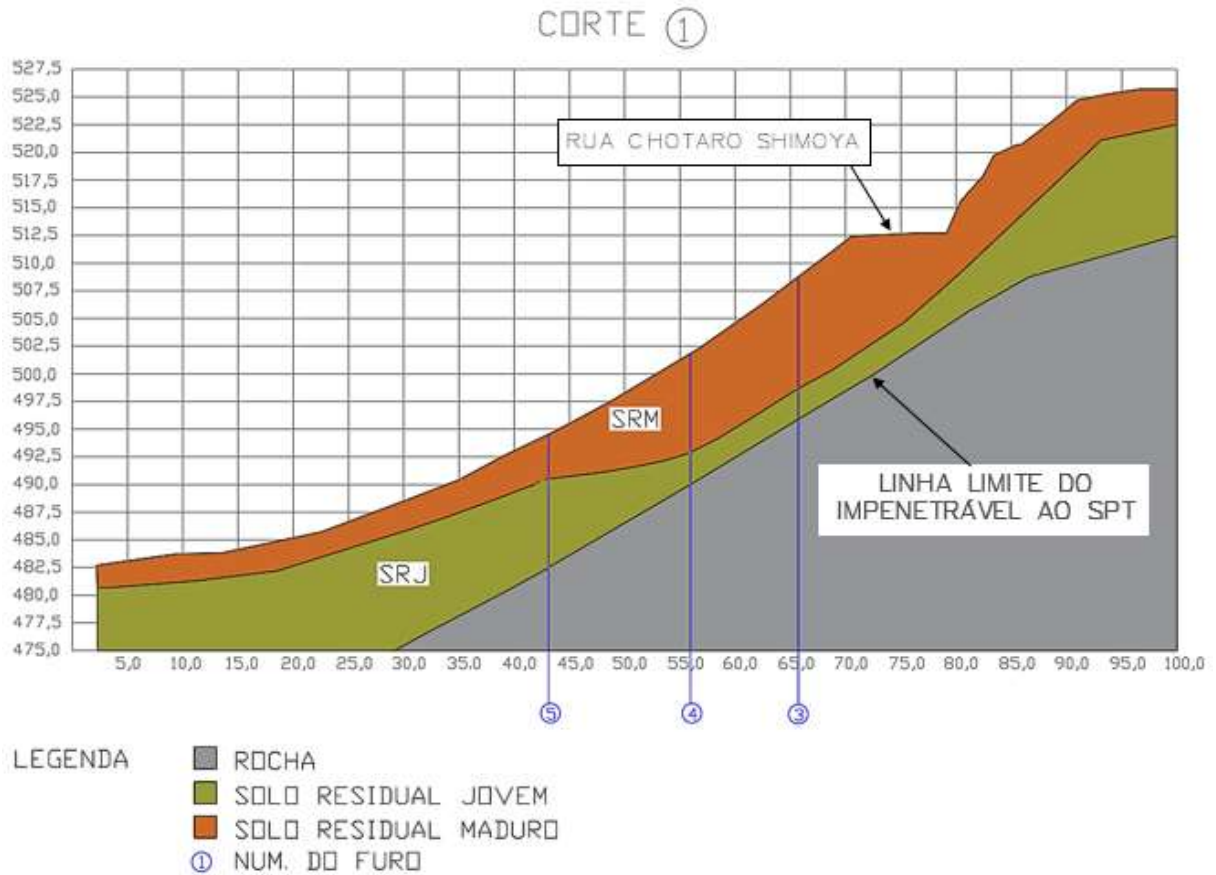
Assim como na primeira metodologia, os dados dos solos residuais maduro e jovem foram analisados separadamente. Apenas os resultados dos ensaios de cisalhamento direto foram utilizados, estudando as amostras naturais e inundadas também de forma isolada. Com os pares de tensão normal e cisalhante, foram traçadas retas a partir da regressão linear, para então aplicar as equações (3.17) a (3.22).

5.4 Análises probabilísticas

A encosta escolhida para realização deste estudo foi apresentada por Coêlho et al. (2017). Escolheu-se essa encosta pela simplicidade de seu perfil geológico-geotécnico interpretado, formado por três materiais distintos: solo residual maduro de gnaiss, solo residual jovem de gnaiss e a rocha matriz (Figura 5.2).

A encosta localiza-se na rua Chotaro Shimoya, bairro Nova Viçosa, Viçosa, Minas Gerais. Possui uma altura média de 30 metros e inclinação aproximada de 31 graus e, segundo Roque (2013), encontra-se em uma área classificada como de alto risco (R3). Os autores apresentaram os resultados das análises de estabilidade determinísticas em duas seções ao longo da encosta, a partir dos dados fornecidos por sondagens de reconhecimento e ensaios de laboratório. No presente trabalho utilizou-se a seção denominada pelos autores como “Corte 1”, conforme Figura 5.2.

Figura 5.2 - Seção adotada nas análises de estabilidade.



Fonte: Adaptado de Coêlho et al. (2017).

A Tabela 5.1 apresenta os parâmetros geotécnicos obtidos por Coêlho et al. (2017) a partir de ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundado. A Figura 5.3 apresenta os locais de coleta de amostras indeformadas dos solos residuais de gnaissado maduro (Figura 5.3a) e jovem (Figura 5.3b) estudados pelos autores.

Tabela 5.1 - Parâmetros geotécnicos obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto, segundo Coêlho et al. (2017).

Solo Residual Maduro		Solo Residual Jovem	
<i>Natural</i>	ϕ ($^{\circ}$) =	32,70	ϕ ($^{\circ}$) = 32,61
	Coesão (kPa) =	39,00	Coesão (kPa) = 37,00
	γ_{nat} (kN/m ³) =	14,49	γ_{nat} (kN/m ³) = 16,06
	w (%) =	28,44	w (%) = 22,25
<i>Inundado</i>	ϕ ($^{\circ}$) =	28,67	ϕ ($^{\circ}$) = 27,14
	Coesão (kPa) =	20,22	Coesão (kPa) = 23,33

Fonte: Coêlho et al. (2017).

Figura 5.3 - Locais de coleta de amostras dos solos residuais de gnaiss (a) maduro e (b) jovem estudados por Coêlho et al. (2017).



(a)

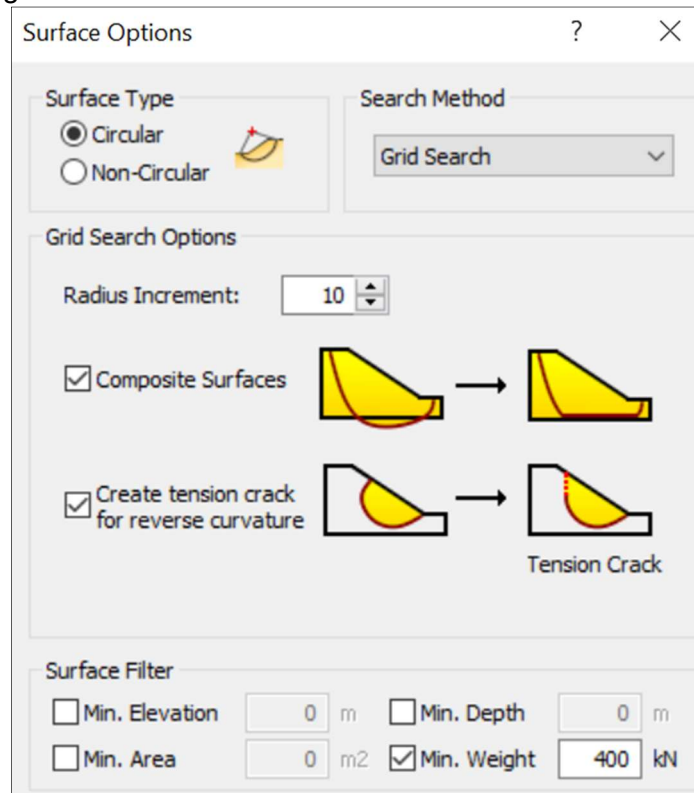
(b)

Fonte: Coêlho et al. (2017).

No presente trabalho, para a realização das análises de estabilidade do talude foi utilizado o software Slide 2D (versão 2018) da empresa Rocscience. Todas as análises determinísticas foram realizadas pelo método GLE/Morgenstern-Price, por ser um método rigoroso, bastante completo e atender aos objetivos do trabalho. Quanto ao modelo de resistência ao cisalhamento, adotou-se o de Mohr-Coulomb.

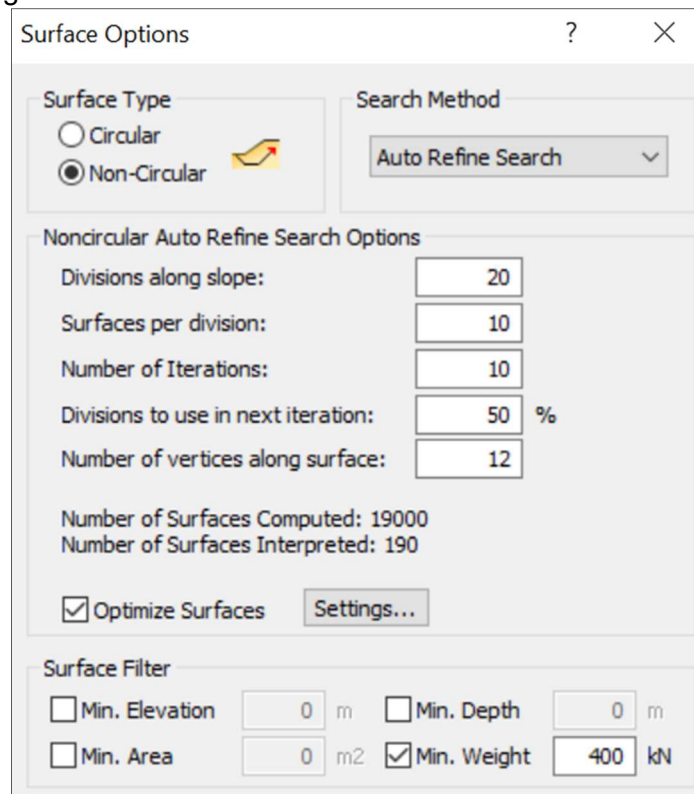
Foram investigadas superfícies de ruptura circulares e não circulares na aplicação de todos os métodos probabilísticos, conforme Figura 5.4 e Figura 5.5, respectivamente. Para ambos os métodos de pesquisa, aplicou-se um filtro para o peso mínimo (400 kN) da massa delimitada pelas superfícies de deslizamento geradas. Com esse limite, estimado a partir do peso específico dos solos, excluiu-se das análises rupturas pouco significativas.

Figura 5.4- Configurações relativas às superfícies circulares investigadas na análise de estabilidade no programa Slide.



Fonte: A autora.

Figura 5.5 - Configurações relativas às superfícies não circulares investigadas na análise de estabilidade no programa Slide.



Fonte: A autora.

Nas análises probabilísticas, foram estudados 11 cenários, considerando diferentes parâmetros dos solos, resumidos na Tabela 5.2. Os dois primeiros cenários tiveram como base os resultados apresentados por Coêlho et al. (2017) para o local de estudo, obtidos a partir de ensaios de laboratório. Na ausência de dados suficientes para uma análise estatística, adotou-se, nesses cenários, coeficientes de variação recomendados por Sandroni e Sayão (1992), conforme Tabela 3.2. Logo, tem-se desvios padrões iguais a 3%, 40% e 10% do valor médio do peso específico, coesão e ângulo de atrito, respectivamente.

Nos cenários 3 e 4, utilizaram-se os parâmetros baseados no trabalho de Pitanga (2002). Uma vez que o autor não apresentou valores de peso específico natural ou saturado dos ensaios, adotou-se para esse parâmetro o valor médio obtido no levantamento descrito no item 5.2 e os coeficientes de variação iguais aos dos cenários 1 e 2.

Os demais cenários foram criados a partir das informações levantadas na literatura (item 5.2). O banco de dados reuniu resultados de ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial, no entanto diversos estudos demonstram que os parâmetros de resistência obtidos a partir desses dois ensaios podem ser diferentes, principalmente os valores de ângulo de atrito (CASTELLANOS; BRANDON, 2013; BOMTEMPO et al., 2014; DEV; PILLAI; ROBINSON, 2016). Logo, os dados relativos a esses dois tipos de ensaio foram avaliados separadamente.

Para os cenários 5 e 6 considerou apenas dados de ensaios de cisalhamento direto realizados em condição natural e saturada, respectivamente. O cenário 7 abrangeu os todos dados de ensaios de cisalhamento direto encontrados para cada solo, independente da condição de ensaio adotada nos estudos. O cenário 8 baseou-se no mesmo princípio do anterior, mas para os ensaios de compressão triaxial.

O cenário 9 foi elaborado a partir da exclusão das observações identificadas como dados espúrios do cenário 7. No cenário 10, foram utilizados somente os dados de ensaios de cisalhamento direto relativos a solos classificados como A-7-5, representando o solo residual maduro, e A-2-7, no caso do solo residual jovem. As demais classificações, assim como solos não classificados por ausência de informações, foram excluídos dessa análise. Com isso, buscou-se reduzir a

variabilidade dos dados considerados na análise, trabalhando com solos de características mais próximas e com as classificações que ocorreram com maior frequência. Por fim, o cenário 11 teve o mesmo critério do cenário anterior, mas desprezando os dados espúrios.

Tabela 5.2 - Resumo dos cenários utilizados nas análises de estabilidade probabilísticas.

Cenário	Descrição	Tipo de ensaio	Condição de ensaio
1	Dados de Coêlho et al. (2017) e coeficientes de variação da literatura	Cisalhamento direto	Natural
2	Dados de Coêlho et al. (2017) e coeficientes de variação da literatura	Cisalhamento direto	Saturado
3	Dados de Pitanga (2002) para coesão e ângulo de atrito, para o peso específico utilizou-se a média dos dados levantados e coeficientes de variação da literatura	Cisalhamento direto	Natural
4	Dados de Pitanga (2002) para coesão e ângulo de atrito, para o peso específico utilizou-se a média dos dados levantados e coeficientes de variação da literatura	Cisalhamento direto	Saturado
5	Dados de levantamento	Cisalhamento direto	Natural
6	Dados de levantamento	Cisalhamento direto	Saturado
7	Dados de levantamento	Cisalhamento direto	Todas
8	Dados de levantamento	Compressão triaxial	Todas
9	Dados de levantamento (sem dados espúrios)	Cisalhamento direto	Todas
10	Dados de levantamento para solos A-7-5 e A-2-7	Cisalhamento direto	Todas
11	Dados de levantamento para solos A-7-5 e A-2-7 (sem dados espúrios)	Cisalhamento direto	Todas

Fonte: A autora.

O primeiro método probabilístico aplicado foi o FOSM (item 3.6.1), tomando-se como variáveis aleatórias a coesão, ângulo de atrito e peso específico dos dois tipos de solo, com um total de 6 variáveis para cada cenário. Para o cálculo das derivadas parciais adotou-se a metodologia proposta por Sandroni e Sayão (1992), utilizando uma variação de +10% dos valores médios. Com base nos resultados obtidos, avaliou-se a influência de cada variável no valor da variância do fator de segurança e, conseqüentemente, nos valores de β e P_f . Feita essa avaliação, utilizou-se o método

das Estimativas Pontuais (item 3.6.2) considerando apenas as variáveis de maior impacto.

Além do auxílio do software Slide para as análises de estabilidade, utilizou o programa Excel para auxiliar nos cálculos pertinentes a cada método. O índice de confiabilidade, para os dois métodos citados, foi calculado conforme a Equação (3.28). Para cálculo da probabilidade de falha, assumiu-se uma distribuição normal para FS (Equação (3.33)), e a mesma foi calculada inserindo-se a seguinte fórmula no Excel:

$$=1-DIST.NORMP.N(valor_de_ \beta; VERDADEIRO)$$

Para a aplicação do método de Monte Carlo (item 3.6.3) foram utilizadas as ferramentas estatísticas do programa Slide. Nesse método foram consideradas, no geral, 4 variáveis aleatórias, sendo estas a coesão e o ângulo de atrito de cada solo. No cenário 3, considerou-se também o peso específico do solo residual maduro como uma variável aleatória.

Os dados de entrada no software são a média, desvio padrão, os valores mínimos e máximos para cada variável e forma da distribuição de probabilidade de cada variável aleatória. Os valores mínimo e máximo são especificados como valores relativos máximo ($R_{m\acute{a}x}$) e mínimo ($R_{m\acute{i}n}$), ou seja, correspondem às distâncias entre o valor médio e os limites máximo e mínimo da variável. Dessa forma, o máximo valor que a variável pode assumir na análise equivale a $(\mu + R_{m\acute{a}x})$ e o mínimo, $(\mu + R_{m\acute{i}n})$.

O software possibilita a utilização da regra dos três desvios padrões para definição de $R_{m\acute{a}x}$ e $R_{m\acute{i}n}$, que foi adotada neste trabalho. Nos casos em que o valor mínimo da variável coesão ficaria menor que zero, o que é inaceitável, considerou-se o valor relativo mínimo igual ao valor médio. Logo, o valor mínimo seria igual a zero.

Para a utilização método de Monte Carlo no programa Slide, é necessário definir também o número de iterações ou amostras geradas e o tipo de análise.

O número de amostras necessárias (N) pode ser estimado pela Equação (3.56). Porém, como essa estimativa cresce exponencialmente com o número de variáveis consideradas, ela se torna inviável para um número maior de variáveis aleatórias. Diante disso, no presente estudo, adotou-se como critério de escolha de N a verificação do gráfico de convergência fornecido pelo software. Logo, definiu-se $N = 100.000$.

No que se refere ao tipo de análise, o programa fornece as opções: *Global Minimum*, e *Overall Slope*.

Segundo Rocscience (2019a), o tipo de análise probabilística *Global Minimum* é, comumente, o mais utilizado nas análises de estabilidade de taludes. Nessa metodologia, a análise de estabilidade determinística usual do talude é realizada primeiro, a fim de determinar a superfície de ruptura com o menor fator de segurança de todas as superfícies analisadas (mínima global ou crítica). Realiza-se, então, a análise probabilística nessa superfície, usando as amostras geradas para cada variável aleatória. Isso significa que o cálculo da estabilidade do talude é repetido N vezes (em que N = número de amostras) para a superfície de ruptura mínima global. Tal processo resulta no cálculo de N fatores de segurança. A probabilidade de falha corresponde simplesmente ao número de análises que resultam em um fator de segurança menor que 1, dividido pelo número total de amostras.

Segundo Rocscience (2019b), o índice de confiabilidade (no inglês, *Reliability Index - RI*) é calculado conforme a Equação (3.28), quando assumida uma distribuição normal para FS (RI normal), e conforme a Equação (5.1), quando assumida uma distribuição log-normal para FS (RI lognormal).

$$\beta = \frac{\ln \left[\frac{\mu}{\sqrt{1 + V^2}} \right]}{\sqrt{\ln(1 + V^2)}} \quad (5.1)$$

Em que μ é o fator de segurança médio; σ é o desvio padrão de FS e V o coeficiente de variação do fator de segurança.

O tipo de análise *Global Minimum*, assume que a probabilidade de falha calculada para a superfície de ruptura mínima global (determinística) é representativa para todo talude. Em muitos casos isso pode ser uma suposição válida ou razoável (ROCSCIENCE, 2019a). Como exemplo pode-se citar a situação em que a superfície de ruptura já seja conhecida e esteja bem definida por avaliações em campo, como trincas, e/ou através de monitoramento (SILVA, 2015).

No tipo de análise *Overall Slope*, segundo Rocscience (2019a), toda a pesquisa por uma superfície de ruptura com FS mínimo é repetida N vezes (em que N = número de amostras). Inicialmente, gera-se um conjunto de amostras de variáveis aleatórias e,

em seguida, realiza-se a pesquisa. Esse processo acontece de forma iterativa, criando-se novos valores para as variáveis antes de cada nova pesquisa pela superfície de ruptura crítica.

Esse método geralmente resultará na descoberta de várias superfícies mínimas globais diferentes, correspondentes a valores diferentes amostrados para os dados de entrada considerados aleatórios. Uma análise de estabilidade de talude probabilística típica, de modo geral, pode resultar em 10 a 50 superfícies de deslizamento críticas distintas. No entanto, o número real dependerá do modelo, método de pesquisa e distribuições de das variáveis aleatórias (ROCSCIENCE, 2019a).

As definições da probabilidade de falha e índice de confiabilidade, para o método *Overall Slope*, são as mesmas do método *Global Minimum*. Ou seja, a probabilidade de falha é o número de análises que resultam em um fator de segurança menor que 1, dividido pelo número total de amostras (ROCSCIENCE, 2019a).

A vantagem demonstrada pelo método *Overall Slope*, em comparação com o método *Global Minimum*, se dá pelo fato de que o primeiro não pressupõe que o valor de P_f do talude seja igual à P_f da superfície crítica determinística. Rocscience (2019a), considera que essa abordagem possa ser a mais racional para a análise probabilística de estabilidade de taludes, uma vez que ela não assume uma localização fixa da superfície mínima global. Essa abordagem não seria viável alguns anos atrás, devido ao extenso esforço computacional envolvido. Porém, a velocidade dos computadores atuais permite a aplicação dessa metodologia.

Deve-se ressaltar, no entanto, que o tipo de análise *Overall Slope* envolveu um tempo de processamento substancialmente maior que o *Global Minimum*. Enquanto o primeiro demandou horas para sua conclusão, o segundo finalizou em segundos, dependendo do número de amostras, da complexidade do modelo e configurações do computador. O programa Slide apresenta como vantagem a possibilidade de executar vários arquivos em sucessão, assim, todos os cenários foram inseridos de uma só vez no modelo e as análises foram executadas sucessivamente, sem necessidade de intervenção do usuário.

Ao se escolher a opção de análise *Overall Slope*, o software Slide calcula também a probabilidade de ruptura da superfície crítica determinística, estando muito próxima

do valor encontrado na análise *Global Minimum*, para um mesmo valor de N. Diante do exposto, adotou-se nesse trabalho o tipo de análise *Overall Slope*.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

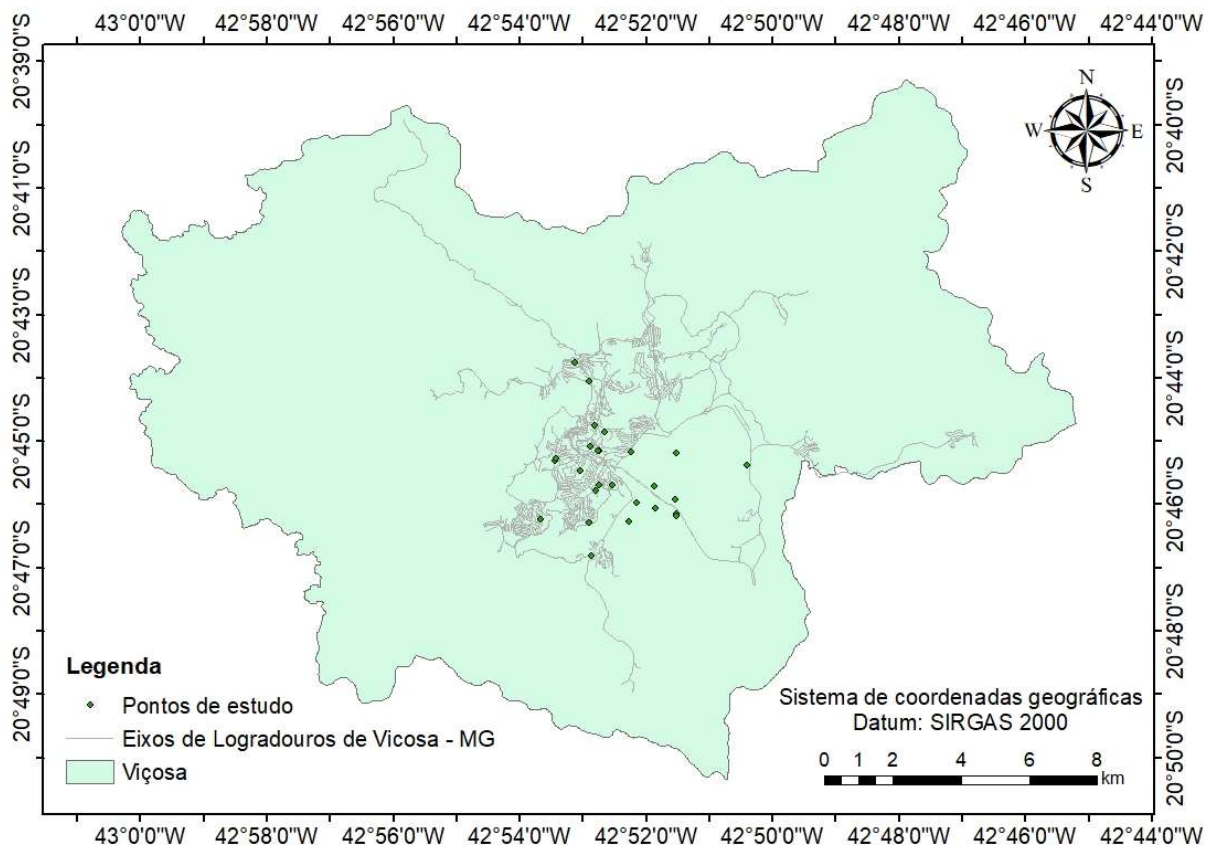
6.1 Levantamento dos dados

A Figura 6.1 apresenta o mapa da cidade de Viçosa com os pontos de pesquisa coletados no Google Earth. O arquivo do programa ArcGIS contém também a tabela de atributos dos pontos, semelhante à Tabela 6.1.

A Tabela 6.1 (dividida em quatro partes) resume todas as informações obtidas nos trabalhos pesquisados. Nos casos em que o local de coleta da amostra não foi especificado ou foi descrito de forma superficial (apenas o nome do bairro, por exemplo), não foi possível estimar as coordenadas geográficas do ponto de estudo.

A Tabela 6.2 apresenta a quantidade de dados obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial para cada conjunto amostral. Destaca-se que valores contidos na tabela se referem aos dados brutos, ou seja, antes de calculadas as médias para os locais semelhantes.

Figura 6.1 - Mapa da cidade de Viçosa - MG destacando os pontos de estudos coletados no Google Earth.



Fonte: A autora.

Tabela 6.1 - Dados obtidos a partir do levantamento de trabalhos publicados referentes a solos residuais de gnaiss na cidade de Viçosa - MG.

N	Autor	Ano	Referência	Categoria do trabalho	Arquivo digital	Descrição do solo	Classificação	Classificação AASHTO	Local	LAT	LONG	Granulometria (%)				
												Argila	Silte	Areia		
1	Gleyton Caldeira Monteiro	1999	Monteiro (1999)	Mestrado	http://www.coc.ufv.br/pt/dissertacoes-de-mestrado/99-1999/1666-gleyton-caldeira-monteiro	Solo Residual Jovem de gnaiss	RJ	A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 0,5 m	-20.761825°	-42.864460°	12	15	73		
2								A-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 1,5 m			39	13	48		
3								A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 2,5 m			7,5	17	75,5		
4								A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 3,5 m			9	15,5	75,5		
5								A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 4,5 m			7,5	15	77,5		
6								A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 0,5 m			12	15	73		
7								A-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 1,5 m			39	13	48		
8								A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 2,5 m			7,5	17	75,5		
9								A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 3,5 m			9	15,5	75,5		
10								A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 4,5 m			7,5	15	77,5		
11	Mário Sergio de Souza Almeida	2000	Almeida (2000)	Mestrado	https://www.locus.ufv.br/bitstream/handle/123456789/10722/texto%20completo.pdf?sequence=1&isAllowed=y	Solo Residual Jovem de gnaiss	RJ	A-2-6	Campo experimento de fundações da UFV, ao lado do Coluni (atualmente Dep. de História), PROF 1,6 m	-20.761825°	-42.864460°	8,5	37	54,5		
12	Patrícia das Graças Luis	2000	Luis (2000)	Mestrado	-	Solo Residual Maduro	RM	A-7-5	Rua Ana Koester, altura do n° 82	-20.762895°	-42.879836°	44	10	46		
13						Solo Residual Jovem em intrusão de rocha metabásica	RJ	A-2-7	Rua Ana Koester, altura do n° 82			12	20	68		
14						Solo Residual Maduro em intrusão de rocha metabásica	RM	A-7-5	Rua Ana Koester, altura do n° 82			10	15	75		
15						Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Bairro Bom Jesus			-	-	30	5	65
16						Solo Residual Maduro	RM	A-7-5	Bairro Bom Jesus			-	-	30	20	50
17						Solo Residual Jovem de gnaiss	RJ	A-2-7	Avenida Mal. Castelo Branco, em frente à Lassar Pneus			-	-	12	18	70
18						Solo Residual Maduro	RM	A-7-5	Avenida Mal. Castelo Branco, em frente à Lassar Pneus			-	-	68	6	26
19						Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Rua Dr. Milton Bandeira, altura do n° 273			-20.752627°	-42.879056°	20	23	57
20						Solo Residual Maduro	RM	A-7-5	Rua Dr. Milton Bandeira, altura do n° 273					43	10	47
21						Solo Residual Jovem (inclusão na massa do talude)	RJ	A-2-6	Estrada que liga os bairros Bom Jesus e Nova Viçosa					34	24	42
22						Solo Residual Maduro	RM	A-7-5	Estrada que liga os bairros Bom Jesus e Nova Viçosa					65	8	27
23	Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Rua dos Passos, pouco antes do Hospital São João Batista	-20.745755°	-42.880200°	17	23	60							
24	Plínio Fabrício Mendonça Fragassi	2001	Fragassi (2001)	Mestrado	http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/11148	Solo Residual Jovem de gnaiss	RJ	A-2-7	Próximo ao antigo estábulo da UFV, Departamento de Educação Física	-20.767617°	-42.864112°	16	21	63		
25						Solo Residual Maduro de gnaiss	RM	A-7-5				50	10	40		
26	Heraldo Nunes Pitanga	2002	Pitanga (2002)	Mestrado	https://www.locus.ufv.br/handle/123456789/9654	Latossolo Vermelho-Amarelo	RM	A-7-5	Alto dos Barbados, campus UFV	-20.753083°	-42.858667°	25	37	38		
27						Solo saprolítico de gnaiss	RJ	A-2-6	Rodovia que liga Viçosa a Paula Cândido, em frente à entrada do bairro Romão dos Reis	-20.780056°	-42.881111°	12,5	27,5	60		
28						Solo saprolítico de gnaiss	RJ	A-2-6				12,5	27,5	60		
29	Didácio Azevedo Soares Junior	2003	Soares Junior (2003)	Mestrado	https://www.locus.ufv.br/handle/123456789/9662	Solo Residual Jovem de gnaiss	RJ	A-7-5	Rua Papa João XXIII, bairro de Lourdes	-20.757847°	-42.883979°	62	8	30		
30						Solo Residual Jovem de gnaiss	RJ	A-7-5				48	9	43		
31	Gisele Santos Custódio	2003	Custódio (2003)	Mestrado	http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/9667	Solo Residual Maduro de gnaiss	RM	A-7-5	Rua Papa João XXIII, n 215, prof 0,2 a 0,5 m	-20.757847°	-42.883979°	56	6	38		
32						Solo Residual Maduro de gnaiss	RM	A-7-5	Rua Papa João XXIII, n 215, prof 0,7 a 1 m			48	20	32		
33	Paulo Roberto Borges	2004	Borges (2004)	Mestrado	http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/9671	Solo Residual Maduro de gnaiss	RM	A-7-5	Fábrica de pré-moldados da UFV (fábrica de manilha) - Prof 2 metros	-20.771077°	-42.871347°	63,5	5	31,5		
34						Solo Residual Maduro de gnaiss	RM	A-7-5	Fábrica de pré-moldados da UFV (fábrica de manilha) - Prof 4 metros			65,5	5	29,5		
35						Solo Residual Maduro de gnaiss	RM	A-7-5	Fábrica de pré-moldados da UFV (fábrica de manilha) - Prof 6 metros			61,5	7,5	31		
36	Rodrigo Martins Reis	2004	Reis (2004)	Doutorado	http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/td-e-06112006-163715/pt-br.php	Solo Residual Maduro de gnaiss	RM	A-7-5	Perfil típico da cidade de Viçosa	-	-	58	15	27		
37							RM	A-7-5				58	15	27		
38							RM	A-7-5				58	15	27		
39							RM	A-7-5				58	15	27		
40							RM	A-7-5				58	15	27		
41							RM	A-7-5				58	15	27		
42						RM	A-7-5	58				15	27			
43						RJ	A-2-6	5				45	50			
44						RJ	A-2-6	5				45	50			
45						RJ	A-2-6	5				45	50			
46						RJ	A-2-6	5				45	50			
47						RJ	A-2-6	5				45	50			
48						RJ	A-2-6	5				45	50			
49						RJ	A-2-6	5				45	50			
50						RJ	A-2-6	5				45	50			
51						RJ	A-2-6	5				45	50			

Fonte: A autora.

Tabela 6.1 - Dados obtidos a partir do levantamento de trabalhos publicados referentes a solos residuais de gnaissos na cidade de Viçosa - MG (continuação).

N	Autor	Ano	Referência	Categoria do trabalho	Arquivo digital	Descrição do solo	Classificação	Classificação AASHTO	Local	LAT	LONG	Granulometria (%)		
												Argila	Silte	Areia
52	Rodrigo de Andrade Machado	2005	Machado (2005)	Mestrado	http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/9680	Solo Residual Maduro de gnaissos	RM	A-7-5	Via de acesso que liga a avenida Castelo Branco à Vila Gianetti (entrada alternativa UFV)	-20.752795°	-42.870786°	61	12	27
53						Solo Residual Maduro de gnaissos	RM	A-7-5				61	12	27
54						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				22	43	36
55						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				22	43	36
56						Solo Residual Maduro de gnaissos	RM	A-7-5				61	3	37
57						Solo Residual Maduro de gnaissos	RM	A-7-5				61	3	37
58						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				24	21	55
59						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				24	21	55
60						Leandro Neves Duarte	2006	Duarte (2006)				Mestrado	http://locus.ufv.br/handle/123456789/3743	Solo Residual Maduro de gnaissos
61	Solo Residual Maduro de gnaissos	RM	-	51	19				30					
62	Bethania Severino Botelho	2007	Botelho (2007)	Mestrado	http://locus.ufv.br/handle/123456789/3847	Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-6	Mesmo perfil estudado por Reis (2004)	-	-	35	17	48
63						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-6				35	17	48
64						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-6				35	17	48
65	Cléverson Alves de Lima e João Alves de Souza	2010	Lima e Souza (2010)	TCC	-	Solo Residual Maduro	RM	A-7-5	Rua Capitão Arnaldo, Betânia	-20.755167°	-42.890810°	46	21	33
66	Leandro Neves Duarte	2012	Duarte (2012)	Doutorado	http://locus.ufv.br/handle/123456789/828	Solo Residual Maduro (laterítico) de gnaissos	RM	-	Próximo ao edifício de Assistência Psicossocial da UFV	-	-	63	7	30
67	Bianca Néspoli Cortez, Desirée Torres C. Corrêa, Fernanda de Oliveira Leis	2013	Cortez et al. (2013)	TCC	-	Solo Residual Jovem	RJ	-	Bairro Bom Jesus UTM 7701689/720524	-20.771478°	-42.881704°	16	30	53
68						Solo Residual Maduro	RM	-				39	25	35
69						Solo Residual Jovem	RJ	-	Bairro Bela Vista UTM 7702847/720851	-20.761469°	-42.879123°	8	33	59
70						Solo Residual Maduro	RM	-				68	6	25
71	Emmanuel Kennedy da Costa Teixeira	2014	Teixeira (2014)	Mestrado	http://locus.ufv.br/handle/123456789/3825	Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-6	Departamento de Educação Física, UFV	-20.767617°	-42.864112°	4	28	69
72						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				17	54	29
73	Ana Carolina Nascimento de Barros Arêdes e Sophia Ferreira Merlo	2016	Arêdes e Merlo (2016)	TCC	-	Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7	Próximo ao Laboratório de Engenharia Sanitária e Ambiental (LESA), UFV	-20.769066°	-42.858665°	3	23	74
74						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				9	49	42
75						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				5	33	62
76						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				3	35	62
77	Diogo Rezende e Roger Antônio de Abreu	2016	Rezende e Abreu (2016)	TCC	-	Solo Residual Maduro	RM	-	Entre a avenida Jacob Lopes de Castro e a rua do Contorno, Amoras	-20.729327°	-42.885342°	-	-	-
78	Eduardo Souza Cândido	2016	Cândido (2016)	Mestrado	http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/8253	Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7	Laboratório de Mecânica dos Resíduos, UFV, prof 1,5 m	-20.769546°	-42.858586°	20	50	30
79						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				20	50	30
80						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7				20	50	30
81	Isabel Cristina Ferreira, Jaíne Couto Coelho e Sérgio Leandro S. D. Neto	2016	Ferreira et al. (2016)	TCC	-	Solo Residual Maduro	RM	-	Bairro Laranjal 20°44'3.02"S e 42°52'53.96"	-20.734172°	-42.881655°	-	-	-
82	Tatiana Quintão Silva	2016	Silva (2016)	Mestrado	http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/7827	Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Entre a rua Dona Mariquinha e a rua Doutor Milton Bandeira, Centro	-20.752412°	-42.879449°	23	39	38
83						Solo Residual Maduro	RM	A-7-5				60	10	30
84						Solo Residual Jovem	RJ	A-7-6	Entre a Maria L. Araújo e rua Geninho Lentile, Centro	-20.751485°	-42.881505°	43	19	38
85						Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Entre as ruas Nanhá Simonine e Antonelli Bhering, Santa Clara	-20.754486°	-42.890438°	14	28	58
86						Solo Residual Maduro	RM	A-7-5				63	8	25
87	Brahmani Sidhartha Tibúrcio Paes	2017	Paes (2017)	Mestrado	http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/11873	Solo Residual Maduro de gnaissos	RM	A-7-5	Às margens da BR 120, nas proximidades do Aeroporto de Viçosa-MG, com coordenadas geográficas de Latitude (20°45'19,80"S), Longitude (42°50'26,30"W)	-20.756316°	-42.840157°	67	7	26
88						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7	Às margens da BR 120, nas proximidades do Aeroporto de Viçosa-MG, com coordenadas geográficas de Latitude (20°45'19,80"S), Longitude (42°50'26,30"W) - Camada do meio			20	35	45
89						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7	Às margens da BR 120, nas proximidades do Aeroporto de Viçosa-MG, com coordenadas geográficas de Latitude (20°45'19,80"S), Longitude (42°50'26,30"W) - Camada mais profunda			29	57	14
90	Douglas José Coelho, João Lucas Lima Aquino Ganem e Mateus de Paula Landim	2017	Coelho et al. (2017)	TCC	-	Solo Residual Maduro de gnaissos	RM	A-2-7	Rua Chotaro Shimoya, Nova Viçosa	-20.770619°	-42.894375°	15,8	33,0	51,1
91						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-6				9,8	23,7	66,4
92	Mário Rodrigues de Oliveira Junior	2019	Oliveira Junior (2019)	Mestrado	-	Solo Residual Maduro	RM	A-7-5	Rua Joaquim Lopes de Faria, Bairro Santo Antônio, Viçosa-MG - topo	-20.747643°	-42.877607°	52	14	34
93						Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Rua Joaquim Lopes de Faria, Bairro Santo Antônio, Viçosa-MG - prof 11 m			7	20	73
94						Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Rua Joaquim Lopes de Faria, Bairro Santo Antônio, Viçosa-MG - prof 11 m			11	21	68
95						Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Rua Joaquim Lopes de Faria, Bairro Santo Antônio, Viçosa-MG - prof 16 m			11	28	61
96						Solo Residual Jovem	RJ	A-2-7	Rua Joaquim Lopes de Faria, Bairro Santo Antônio, Viçosa-MG - prof 22 m			7	30	63
97	Eduardo Souza Cândido	no prelo	Cândido (2020, no prelo)	Doutorado	-	Solo Residual Maduro de gnaissos	RM	A-7-5	ETA -Viçosa	-20.761663°	-42.875591°	68	16	16
98						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-7	Laboratório de Mecânica dos Resíduos, UFV	-20.769546°	-42.858586°	20	50	30
99						Solo Residual Jovem de gnaissos	RJ	A-2-6	Vila Secundino	-20.765344°	-42.858957°	4	26	70

Fonte: A autora.

Tabela 6.1 - Dados obtidos a partir do levantamento de trabalhos publicados referentes a solos residuais de gnaiss na cidade de Viçosa - MG (continuação).

N	Referência	Tipo de ensaio	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	e	Sr (%)	w _{nat} (%)	LL (%)	IP (%)	Atividade	Cisalhamento direto										Compressão triaxial					
												Resistência de pico umidade natural		Resistência residual umidade natural		Resistência de pico inundado		Resistência residual inundado		Resistência de pico seco ao ar		Resistência efetiva umidade natural		Resistência efetiva saturado		Resistência efetiva sucção controlada	
												c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
1	Monteiro (1999)	Ensaio triaxial CDnat (50, 200, 300, 400 kPa)	14,5	-	26	-	-	18,3	37	16,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11	28	-	-	-	-	
2			13,7	-	28	-	-	28,1	37	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	28	24	-	-	-	-
3			15,4	-	25	-	-	18,5	37,9	17,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	38	31	-	-	-	-
4			15,5	-	20	-	-	15,0	37,1	14,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	34	25	-	-	-	-
5			16,4	-	26	-	-	30,4	26,9	16,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53	27	-	-	-	-
6		14,5	-	26	-	-	18,3	37	16,1	-	-	32	31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
7		13,7	-	28	-	-	28,1	37	18	-	-	36	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
8		15,4	-	25	-	-	18,5	37,9	17,7	-	-	51	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
9		15,5	-	20	-	-	15,0	37,1	14,7	-	-	12	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
10		16,4	-	26	-	-	30,4	26,9	16,7	-	-	22	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
11	Almeida (2000)	Ensaio triaxial CIDsat (25, 50 e 100 kPa)	13,75	-	26,08	-	-	18,0	36,8	18,47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12	30	-	-	
12	Luis (2000)	Cisalhamento direto (50, 100 e 200 kPa)	16,6	13,6	27,16	1,00	60,8	22,5	67	30	0,81	10,45	40	13,5	33	9,35	29	14,5	26	-	-	-	-	-	-	-	
13			11,9	10	29,32	1,92	27,56	18,1	47	19	2,71	40,85	26	-	-	23,85	27	11,05	14,5	-	-	-	-	-	-	-	
14			13,7	12,6	27,75	1,21	20,81	9,1	41	13	1,86	27,1	31	-	-	9,4	31,5	8,25	25	-	-	-	-	-	-	-	
15			14,7	12,8	27,65	1,16	35,82	15,1	48	18	1,5	40,15	33,5	13,75	33,5	14,95	30	10,25	29,5	-	-	-	-	-	-	-	
16			13,5	11,7	27,72	1,36	30,48	15,0	64	33	1,65	7,05	38	9,4	35	36,8	35	4,35	32,5	-	-	-	-	-	-	-	
17			14,1	12,4	27,54	1,22	30,71	13,6	48	20	2	16,8	45	2,15	33	29,05	40	3,5	33	-	-	-	-	-	-	-	
18			15,4	12,2	27,12	1,22	58,19	26,3	76	31	0,49	98	27	-	-	11,95	35	6,2	29	-	-	-	-	-	-	-	
19			16,7	15,8	26,64	0,69	22,97	6,0	52	23	2,09	62,35	43	11,75	30,5	37,3	30	8,95	29	-	-	-	-	-	-	-	
20			16	13,9	27,7	0,99	41,93	15,0	70	34	1,1	127,75	43	20,1	26	6,95	31,5	13,9	31,5	-	-	-	-	-	-	-	
21			14,2	13,3	27,75	1,09	17,63	6,9	37	13	0,48	123,25	44	10,55	33	11,3	35,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
22			15,2	13,6	27,41	1,01	31,12	11,5	77	44	0,75	108,5	57	22,8	27	20,5	35	1,55	33	-	-	-	-	-	-	-	
23			15,4	15,3	27,3	0,79	3,12	0,9	42	12	1,2	77,65	33	5,55	34,5	20,5	35	7,7	35,5	-	-	-	-	-	-	-	
24			Fragassi (2001)	Cisalhamento direto (50,100,200 kPa)	16	14,3	27,1	0,91	37,3	12,4	45	12,3	-	43	31	-	-	3,1	30,4	-	-	-	-	-	-	-	-
25	16,8	13,1			27,5	1,14	70	28,0	67,8	22	-	26	46	-	-	4,3	23,58	-	-	-	-	-	-	-	-		
26	Pitanga (2002)	Cisalhamento direto (50, 100, 200, 400 kPa)	-	-	27,42	1,12	-	-	79	38	-	117	39	-	-	0	34	-	-	-	-	-	-	-	-		
27			-	-	26,7	0,94	-	-	31	12	-	35	33	-	-	13	30	-	-	-	-	-	-	-	-		
28	-	-	26,7	0,94	-	-	31	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
29	Soares Junior (2003)	Ensaio triaxial CIDnat (50,100 e 200 kPa)	16,88	-	27,08	-	-	39,2	81,8	47,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	55	24	-	-	-		
30	Ensaio triaxial CIDnat (50,100 e 200 kPa)	16,61	-	27,43	-	-	37,7	69	36,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	41,5	7,6	-	-	-		
31	Custódio (2003)	Ensaio triaxial CIDnat (50,100 e 200 kPa)	15,4	-	25,16	-	-	30,1	70	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	112,5	22	-	-	-		
32			16,7	-	29,97	-	-	35,7	69	27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	122,9	18	-	-	-	
33	Borges (2004)	Ensaio triaxial CIDnat (50,100 e 200 kPa)	-	-	28,6	-	-	22,5	75,5	38,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16,2	45	-	-	-		
34		Ensaio triaxial CIDnat (50,100 e 200 kPa)	-	-	28,25	-	-	22,5	75,5	38,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16,8	39	-	-	-		
35		Ensaio triaxial CIDnat (50,100 e 200 kPa)	-	-	28,4	-	-	22,5	75,5	38,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17,1	31	-	-	-		
36	Reis (2004)	Ensaio triaxial CIDsat para direção vertical	-	-	27,2	-	-	68	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19,2	31	-	-	
37		Ensaio triaxial CIDsat para direção vertical	-	-	27,2	-	-	68	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,5	30	-	-	
38		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=160 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	27,2	-	-	68	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19,2	31	
39		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=160 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	27,2	-	-	68	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	41,2	31	
40		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=80 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	27,2	-	-	68	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	55,4	31	
41		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=160 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	27,2	-	-	68	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82,4	31	
42		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=320 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	27,2	-	-	68	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	125,9	31	
43		Ensaio triaxial CIDsat para direção vertical	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17	28	-	-
44		Ensaio triaxial CIDsat para direção vertical	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19,4	29	-	-
45		Ensaio triaxial CIDsat para direção paralela	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26	28	-	-
46		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=160 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17,4	28
47		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=160 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24	28
48		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=160 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40,8	28,3
49		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=80 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	57,6	28,3
50		Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=160 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	83,1	28,4
51	Ensaio triaxial CID com sucção controlada - s=320 kPa (50 E 200 kPa)	-	-	26,7	-	-	38	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	98,5	28	

Fonte: A autora.

Tabela 6.1 - Dados obtidos a partir do levantamento de trabalhos publicados referentes a solos residuais de gnaiss na cidade de Viçosa - MG (continuação).

N	Referência	Tipo de ensaio	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	e	Sr (%)	w _{nat} (%)	LL (%)	IP (%)	Atividade	Cisalhamento direto								Compressão triaxial							
												Resistência de pico umidade natural		Resistência residual umidade natural		Resistência de pico inundado		Resistência residual inundado		Resistência de pico seco ao ar		Resistência efetiva umidade natural		Resistência efetiva saturado		Resistência efetiva sucção controlada	
												c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
52	Machado (2005)	Ensaio triaxial CIUnat (25, 50, 100, 200 kPa)	16,3	12,7	26,5	1,11	-	29,0	76,9	38,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17	26	-	-	-	-	
53		Cisalhamento direto (25, 50, 100, 200 kPa)	16,3	12,7	26,5	1,11	-	30,0	76,9	38,2	-	35	37	-	-	11	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
54		Ensaio triaxial CIUnat (25, 50, 100, 200 kPa)	15,8	11,7	27,2	1,33	-	34,0	51,1	26,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	46	18	-	-	-	-
55		Cisalhamento direto (25, 50, 100 kPa)	15,8	11,7	27,2	1,33	-	35,0	51,1	26,2	-	23	26	-	-	9	26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
56		Ensaio triaxial CIUnat (30, 75, 150, 300 kPa)	14,1	10,4	27,7	1,67	-	35,0	84,9	34,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32	17	-	-	-	-
57		Cisalhamento direto (50, 100, 300 kPa)	14,1	10,4	27,7	1,67	-	36,0	84,9	34,9	-	36	30	-	-	3	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
58		Ensaio triaxial CIUnat (75, 150, 300, 600 kPa)	16,1	12,6	27	1,14	-	28,0	59,6	31,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	135	19	-	-	-	-
59	Cisalhamento direto (75, 150, 300, 600 kPa)	16,1	12,6	27	1,14	-	28,0	59,6	31,6	-	87	28	-	-	19	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
60	Duarte (2006)	Cisalhamento direto (50, 250, 500 kPa)	16,44	-	-	-	-	35,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
61		Ensaio triaxial CDnat (50, 250, 500 kPa)	16,44	-	-	-	-	35,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	65,2	21	-	-	-	-	
62	Botelho (2007)	Ensaio triaxial cúbico (50,100,150 kPa) - sucção 0 kPa	-	-	27,7	-	-	-	51	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23,3	30,1	
63		Ensaio triaxial cúbico (50,100,150 kPa) - sucção 60 kPa	-	-	27,7	-	-	-	51	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	58,9	30,2	
64		Ensaio triaxial cúbico (50,100,150 kPa) - sucção 160 Kpa	-	-	27,7	-	-	-	51	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	66,1	31,5	
65	Lima e Souza (2010)	Triaxial CIU	-	-	26,53	-	-	-	69,31	31,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,44	34,5	-	-	-	-	
66	Duarte (2012)	Cisalhamento direto (50, 100 e 200 kPa) e Triaxial CD (50, 100 e 200 kPa)	14,85	-	-	-	-	-	-	-	-	39,4	27	-	-	-	-	-	-	-	39,4	27	-	-	-	-	
67	Cortez et al. (2013)	Cisalhamento direto (50, 100 e 200 kPa)	18,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9	31,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
68			18,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	38	17,54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
69			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9	31,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
70			-	-	28,63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	30,29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
71	Teixeira (2014)	Cisalhamento direto (50, 150, 300 kPa)	15,61	-	27,06	-	-	-	38	17	-	50,86	28	-	-	15,63	27,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
72			14,84	-	30,46	-	-	-	59	27	-	60,86	34,56	-	-	44,86	19,35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
73	Arêdes e Merlo (2016)	Cisalhamento direto (50, 100, 150 e 200 kPa)	14,623	-	26,61	1,07	34,573	14,6	38	17	-	29	26	21	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
74			13,46	-	27,58	1,39	32,17	15,9	55	25	-	79	34	1	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
75			14,803	-	27,34	1,12	36,72	14,7	44	16	-	41	20	23	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
76			14,435	-	26,41	1,09	35,47	14,4	39	12	-	25	16	19	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
77	Rezende e Abreu (2016)	Cisalhamento direto (50, 100 e 150 kPa)	13,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	26	0	27	-	-	-	-	-	-	-	-	
78	Cândido (2016)	Ensaio triaxial CIDnat (25, 50, 75 e 100 kPa)	16,695	-	28,74	1,19	67,18	27,3	53	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24	31	-	-	-	-	
79		Ensaio triaxial CIDsat (25, 50, 75 e 100 kPa)	16,288	-	28,74	1,26	64,955	27,8	53	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	32,5	-	-	
80		Cisalhamento direto (25, 50, 75 e 100 kPa)	16,663	-	28,74	1,24	70,183	29,6	53	23	-	61	31	21	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
81	Ferreira et al. (2016)	Cisalhamento direto (50, 100 e 200 kPa)	14,23	-	-	-	-	37,7	-	-	-	41,6	24,4	-	-	-	-	0	32,9	-	-	-	-	-	-	-	
82	Silva (2016)	Cisalhamento direto (25, 50 e 100 kPa)	15,71	-	26,82	-	-	-	58	29	-	18	35	15	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
83			14,2	-	25,94	-	-	-	74	36	-	20	34	19	34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
84			15,26	-	26,4	-	-	-	54	25	-	35	40	12	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
85			12,73	-	25,41	-	-	-	57	29	-	8	36	7	35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
86			11,9	-	26,52	-	-	-	61	25	-	12	37	9	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
87	Paes (2017)	Cisalhamento direto (25, 50 e 100 kPa)	15,58	12,65	27,17	1,15	56,02	23,2	81	34	-	50	55	-	-	5	31	-	-	72	44	-	-	-	-	-	
88			15,15	13,46	26,39	0,96	35,29	12,6	44	20	-	15	49	-	-	0	39	-	-	43	47	-	-	-	-	-	
89			13,7	10,79	29,78	1,52	49,21	27,0	70	35	-	71	29	-	-	9	31	-	-	23	47	-	-	-	-	-	-
90	Coelho et al. (2017)	Cisalhamento direto (50, 100, 150 e 200 kPa)	14,49	-	-	-	-	28,4	50,6	14,1	-	39	32,7	-	-	-	-	20,22	28,67	-	-	-	-	-	-		
91			16,06	-	-	-	-	22,2	33,8	11,7	-	37	32,61	-	-	-	-	23,33	27,14	-	-	-	-	-	-		
92	Oliveira Junior (2019)	Cisalhamento direto (25, 50, 100 e 200 kPa)	15,21	-	28,6	-	-	-	74	26,4	-	-	-	-	15,59	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
93			16,92	-	28,2	-	-	-	58	21,6	-	-	-	-	26,46	30,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
94		16,92	-	28,7	-	-	-	64	27,3	-	-	-	-	30,45	31,55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
95		Cisalhamento direto (100, 200 e 400 kPa)	17,76	-	27,8	-	-	-	54,5	21,8	-	-	-	-	41,92	28,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
96			17,95	-	28,6	-	-	-	50,5	18,6	-	-	-	-	51	28,78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
97	Cândido (2020, no prelo)	Ensaio triaxial CIDsat (25, 50, 100 e 200 kPa)	-	-	27,49	-	-	-	69	27	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,66	31,94	-	-	
98			-	-	28,7	-	-	-	53	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,99	32,51	-	-	
99			-	-	26,26	-	-	-	26	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18,54	30,66	-	-

Fonte: A autora.

Tabela 6.2 - Quantidade de dados obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial para cada conjunto amostral.

Tipo de solo	Descrição dos dados	Tipos de ensaios		Total de dados
		Cisalhamento direto	Compressão triaxial	
Solo residual jovem	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada)	50	27	77
	Resistência efetiva pós-pico considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada)	19	0	19
	Resistência efetiva máxima considerando ensaios realizados em amostras com umidade natural	28	11	39
	Resistência efetiva pós-pico considerando ensaios realizados em amostras com umidade natural	13	0	13
	Resistência efetiva máxima considerando ensaios realizados em amostras saturadas	20	7	27
	Resistência efetiva pós-pico considerando ensaios realizados em amostras saturadas	6	0	6
	Resistência efetiva máxima considerando ensaios realizados em amostras com sucção controlada	0	9	9
	Resistência efetiva pós-pico considerando ensaios realizados em amostras secas ao ar	2	0	2
	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada) para solos A-2-7	33	8	41
	Resistência efetiva pós-pico considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada) para solos A-2-7	14	0	14
	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada) para solos A-2-6	12	16	28
	Resistência efetiva pós-pico considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada) para solos A-2-6	3	0	3
	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada), desprezando dados espúrios	43	24	67
	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada) para solos A-2-7, desprezando dados espúrios	28	7	35

Fonte: A autora.

Tabela 6.2 - Quantidade de dados obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial para cada conjunto amostral (continuação).

Tipo de solo	Descrição dos dados	Tipos de ensaios		Total de dados
		Cisalhamento direto	Compressão triaxial	
Solo residual maduro	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada)	33	17	50
	Resistência efetiva pós-pico considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada)	15	0	15
	Resistência efetiva máxima considerando ensaios realizados em amostras com umidade natural	17	9	26
	Resistência efetiva pós-pico considerando ensaios realizados em amostras com umidade natural	6	0	6
	Resistência efetiva máxima considerando ensaios realizados em amostras saturadas	15	3	18
	Resistência efetiva pós-pico considerando ensaios realizados em amostras saturadas	9	0	9
	Resistência efetiva máxima considerando ensaios realizados em amostras com sucção controlada	0	5	5
	Resistência efetiva pós-pico considerando ensaios realizados em amostras secas ao ar	1	0	1
	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada) para solos A-7-5	24	16	40
	Resistência efetiva pós-pico considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada) para solos A-7-5	11	0	11
	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada), desprezando dados espúrios	30	17	47
	Resistência efetiva máxima considerando todas as condições de ensaio (umidade natural, saturado e sucção controlada) para solos A-7-5, desprezando dados espúrios	18	14	32

Fonte: A autora.

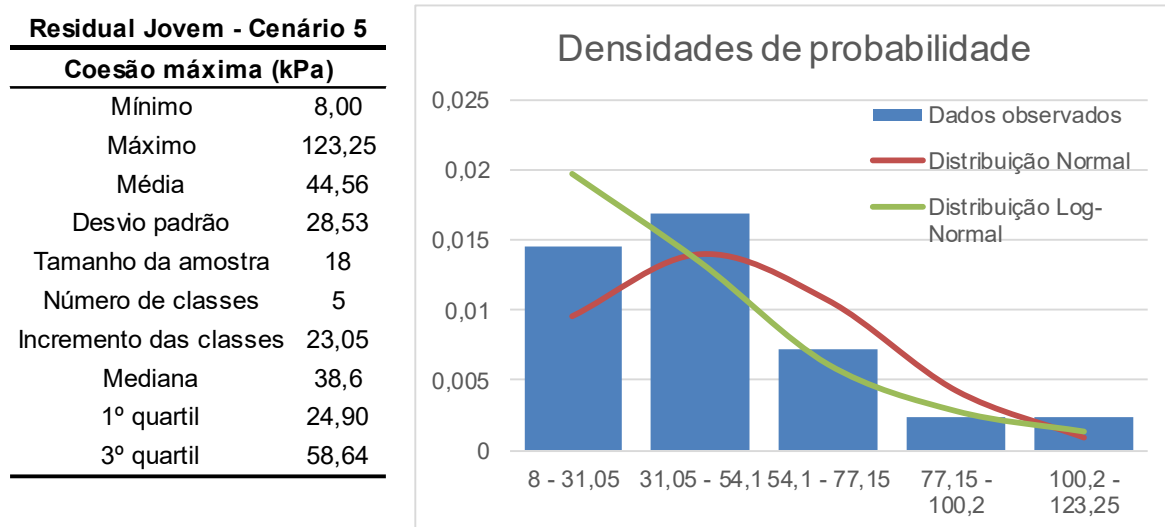
6.2 Tratamento estatístico dos dados

6.2.1 Análise estatística dos dados levantados em Viçosa-MG

As Figuras Figura 6.2 à Figura 6.31 demonstram os resultados do tratamento estatístico dos dados contidos na Tabela 6.1 que foram utilizados nas análises probabilísticas nos cenários 5 ao 11. Nas figuras constam os histogramas e as principais medidas estatísticas que caracterizam cada conjunto amostral. Nos histogramas foram representadas as densidades de probabilidade de cada classe, juntamente com os valores calculados para a função de distribuição normal e log-normal nos pontos médios de cada intervalo. As principais medidas estatísticas de cada variável são resumidas na Tabela 6.3 e Tabela 6.4. Os tamanhos das amostras mencionados nesse item se referem aos dados obtidos após o cálculo da média para locais e condições iguais.

Os dados de coesão e ângulo de atrito identificados como espúrios foram excluídos das amostras de forma independente. Isto é, caso um valor de coesão fosse considerado fora da curva, o ângulo de atrito correspondente, se estivesse dentro no intervalo esperado, era considerado na análise normalmente, e vice-versa. Ressalta-se, também, que as informações referentes a solos de intrusão de outras rochas, que não gnaisse, foram excluídos das análises, apesar de estarem presentes na Tabela 6.1.

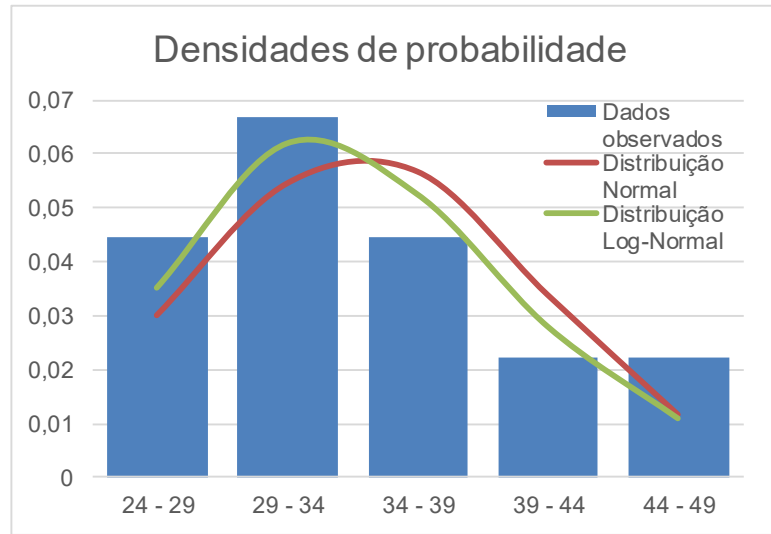
Figura 6.2 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto em umidade natural (Cenário 5).



Fonte: A autora.

Figura 6.3 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto em umidade natural (Cenário 5).

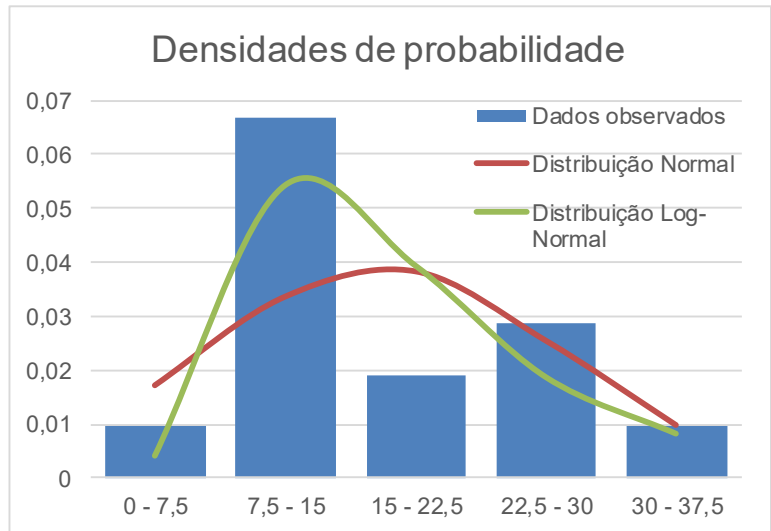
Residual Jovem - Cenário 5	
Ângulo de atrito máximo (°)	
Mínimo	24,00
Máximo	49,00
Média	34,36
Desvio padrão	6,69
Tamanho da amostra	18
Número de classes	5
Incremento das classes	5,00
Mediana	33,3
1º quartil	31,05
3º quartil	35,88



Fonte: A autora.

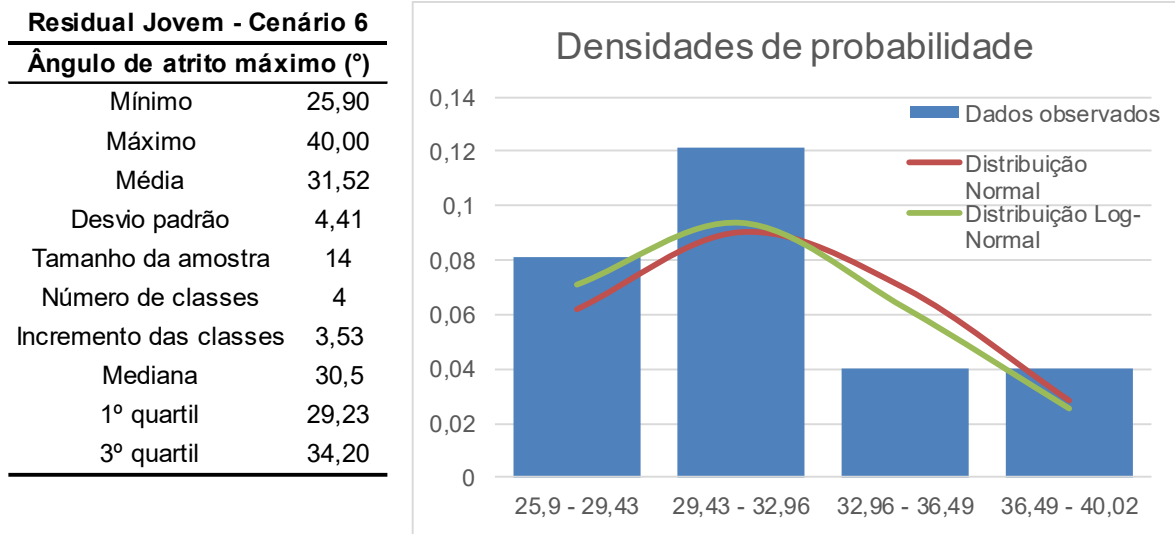
Figura 6.4 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto em condição saturada (Cenário 6).

Residual Jovem - Cenário 6	
Coesão máxima (kPa)	
Mínimo	0,00
Máximo	37,46
Média	16,82
Desvio padrão	10,24
Tamanho da amostra	14
Número de classes	5
Incremento das classes	7,50
Mediana	14,0
1º quartil	9,00
3º quartil	23,19



Fonte: A autora.

Figura 6.5 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto em condição saturada (Cenário 6).



Fonte: A autora.

Figura 6.6 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 7).

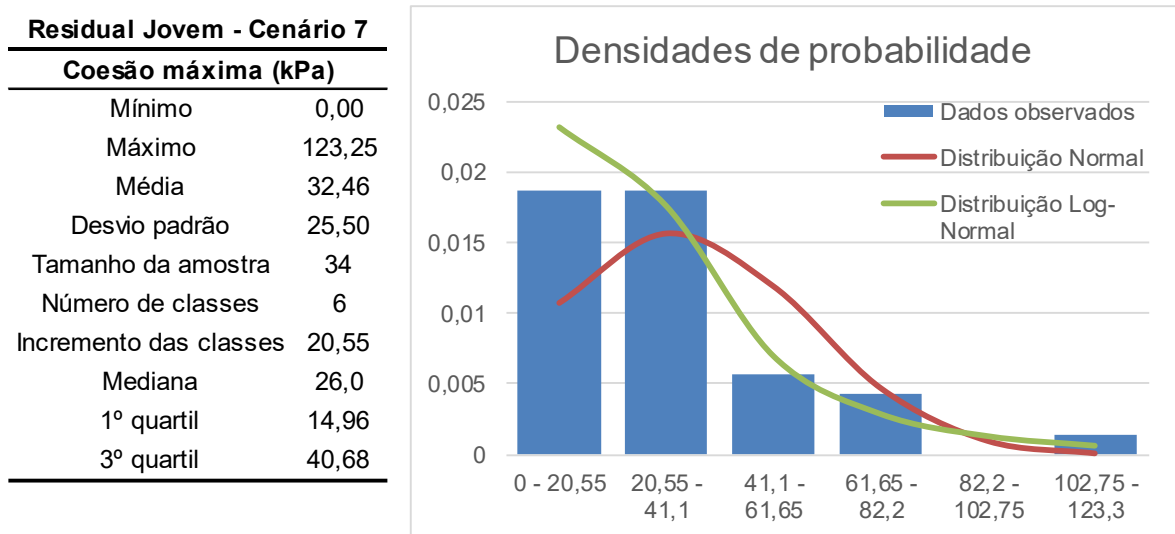
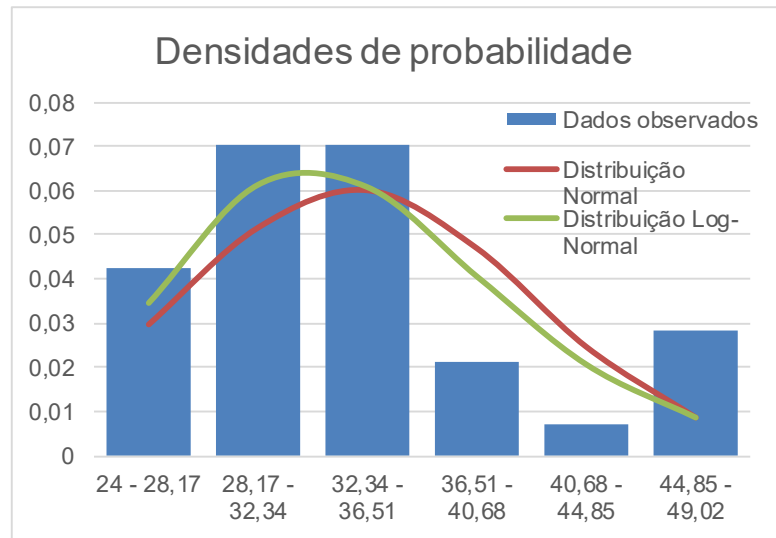


Figura 6.7 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 7).

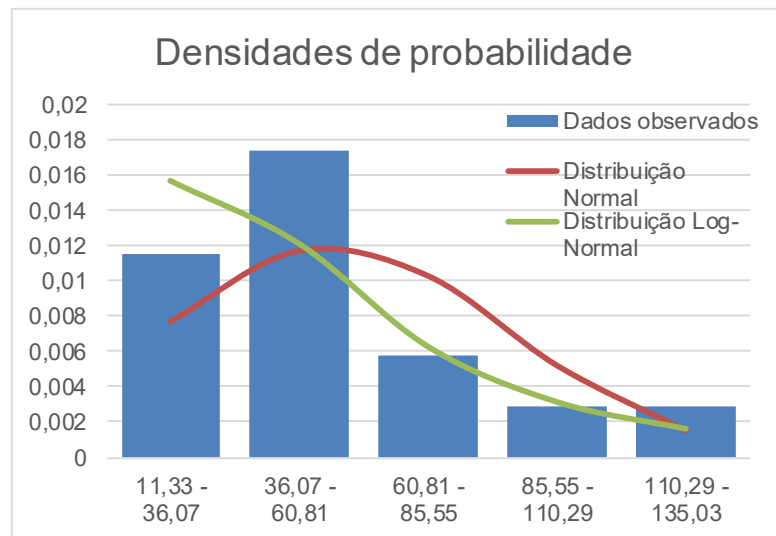
Residual Jovem - Cenário 7	
Ângulo de atrito máximo (°)	
Mínimo	24,00
Máximo	49,00
Média	33,93
Desvio padrão	6,61
Tamanho da amostra	34
Número de classes	6
Incremento das classes	4,17
Mediana	32,8
1º quartil	29,93
3º quartil	35,88



Fonte: A autora.

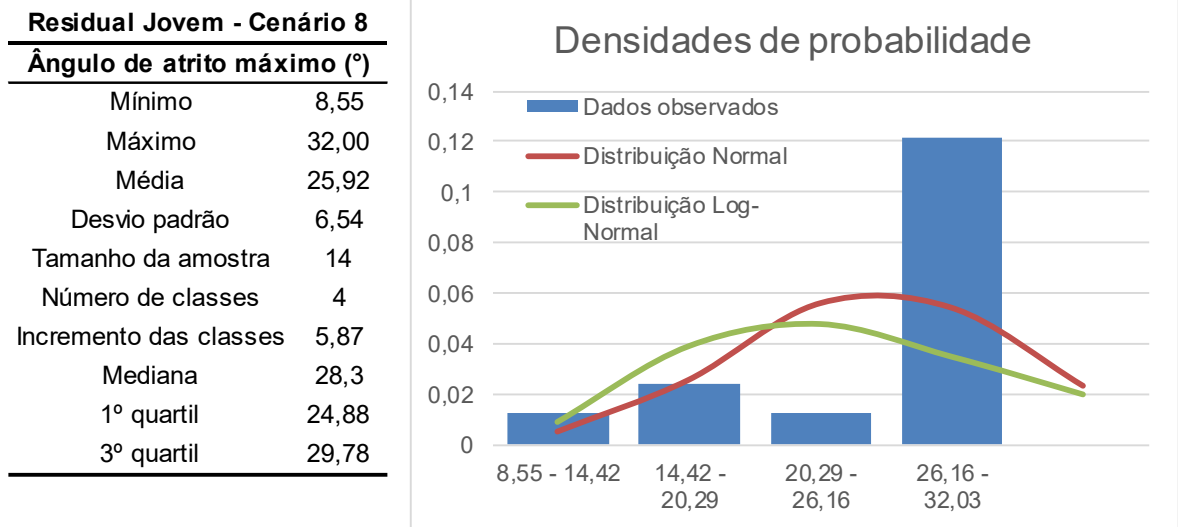
Figura 6.8 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de compressão triaxial realizados em todas as condições de ensaio (Cenário 8).

Residual Jovem - Cenário 8	
Coesão máxima (kPa)	
Mínimo	11,33
Máximo	135,00
Média	54,97
Desvio padrão	33,51
Tamanho da amostra	14
Número de classes	5
Incremento das classes	24,74
Mediana	51,6
1º quartil	32,20
3º quartil	64,30



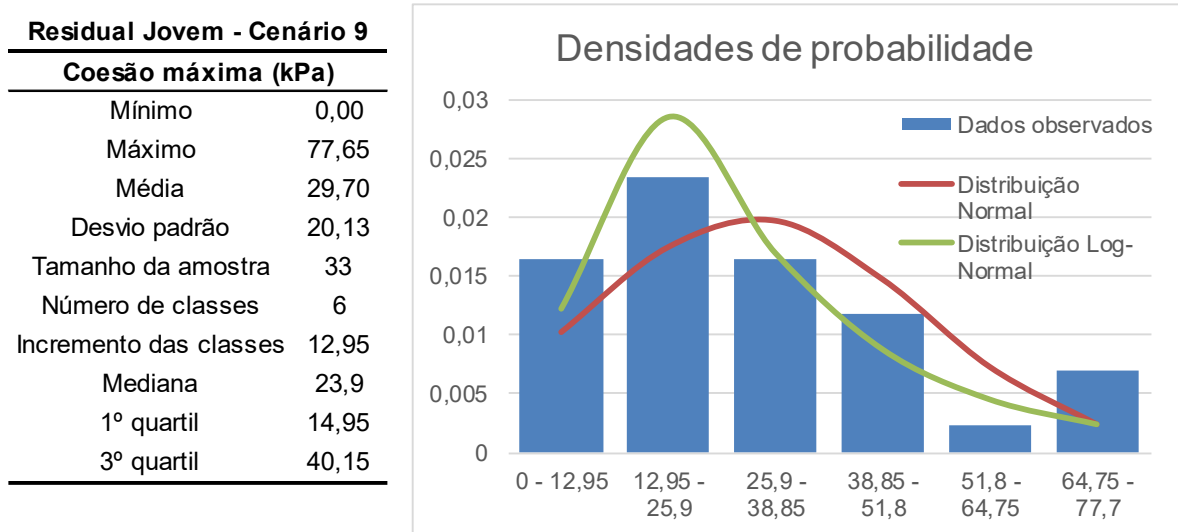
Fonte: A autora.

Figura 6.9 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de compressão triaxial realizados em todas as condições de ensaio (Cenário 8).



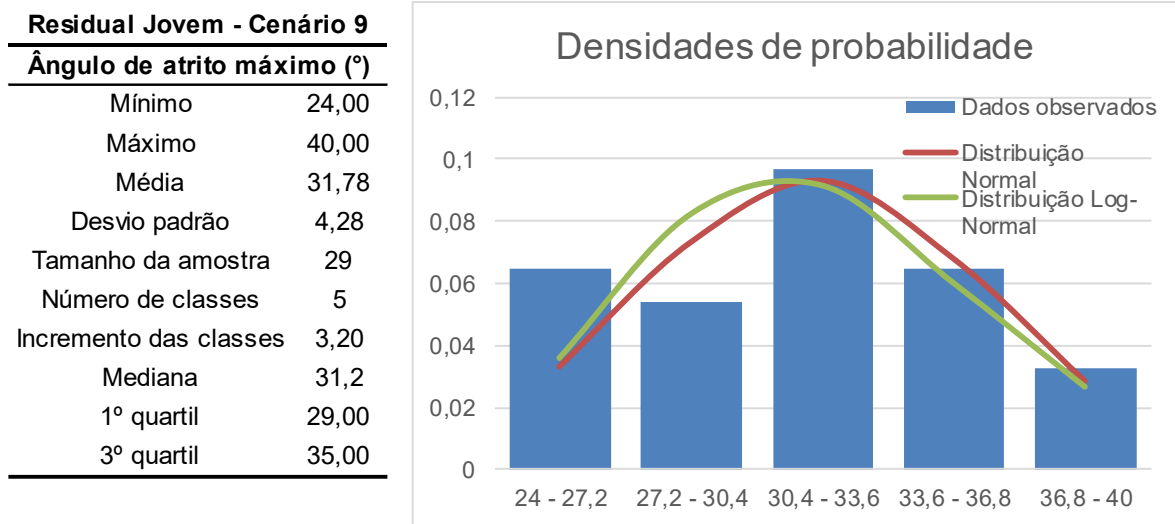
Fonte: A autora.

Figura 6.10 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando dados espúrios (Cenário 9).



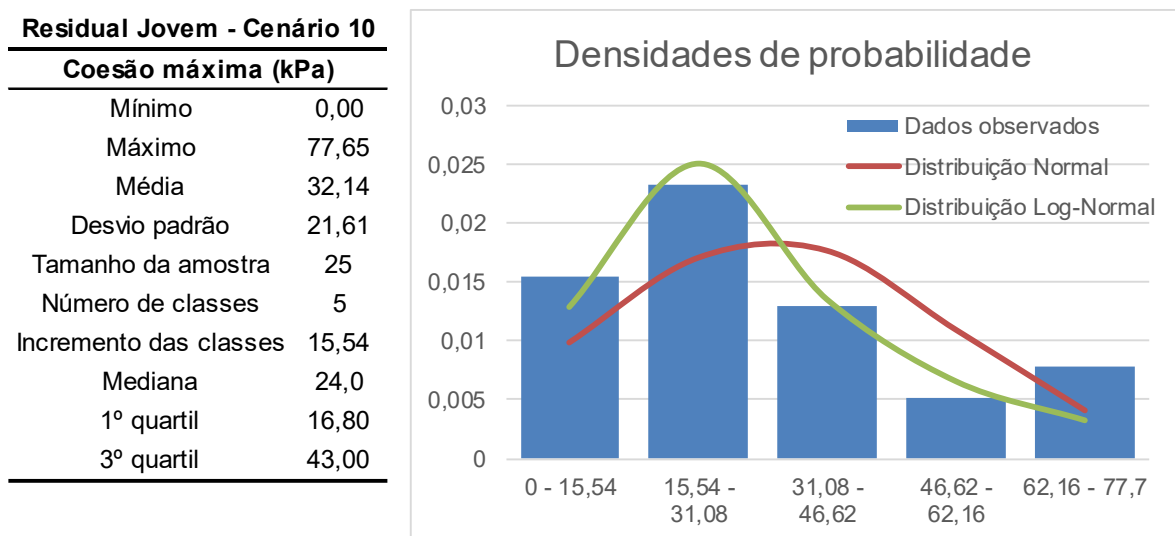
Fonte: A autora.

Figura 6.11 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando dados espúrios (Cenário 9).



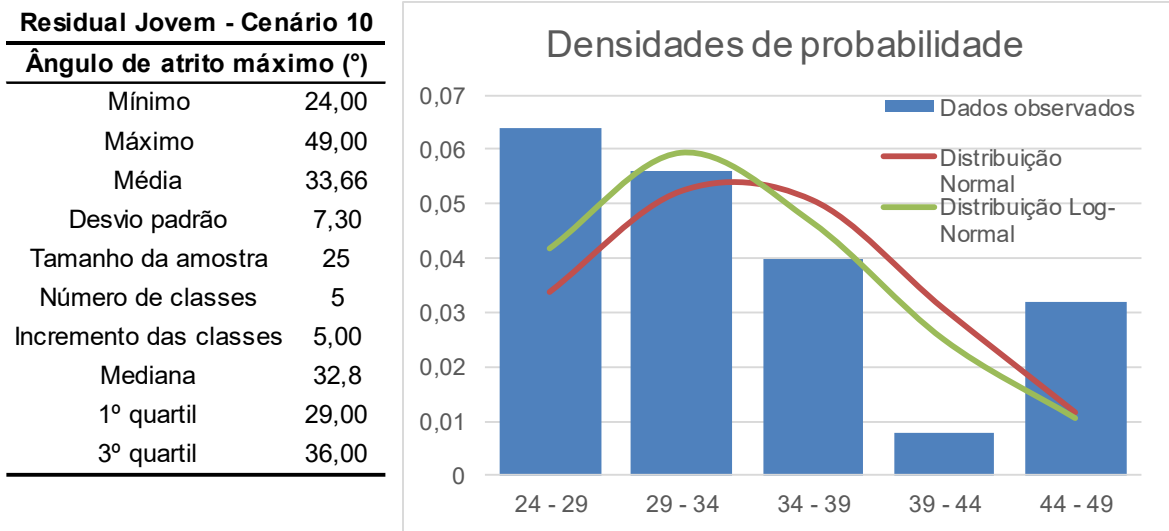
Fonte: A autora.

Figura 6.12 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens A-2-7 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 10).



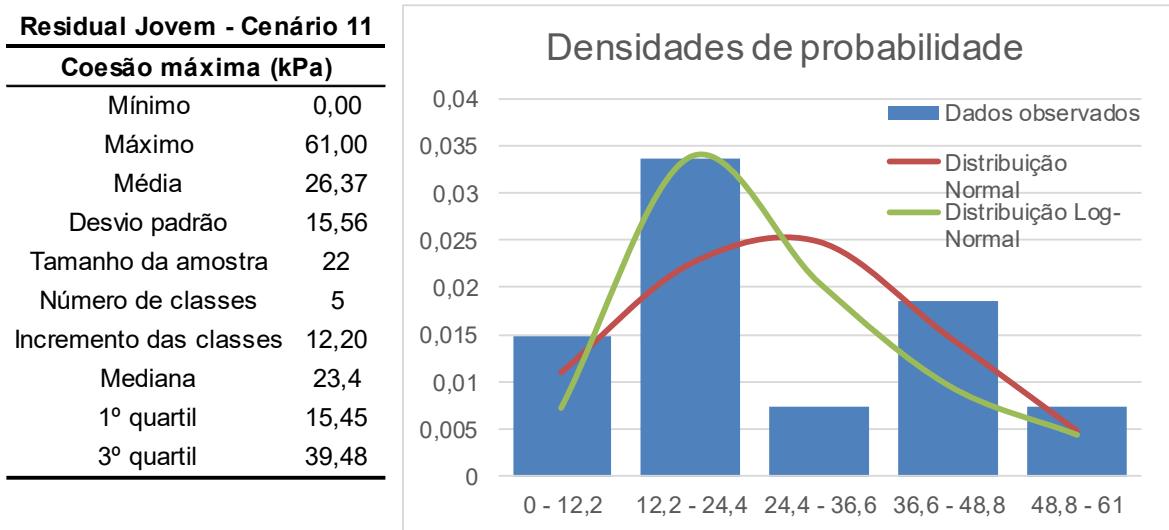
Fonte: A autora.

Figura 6.13 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens A-2-7 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 10).



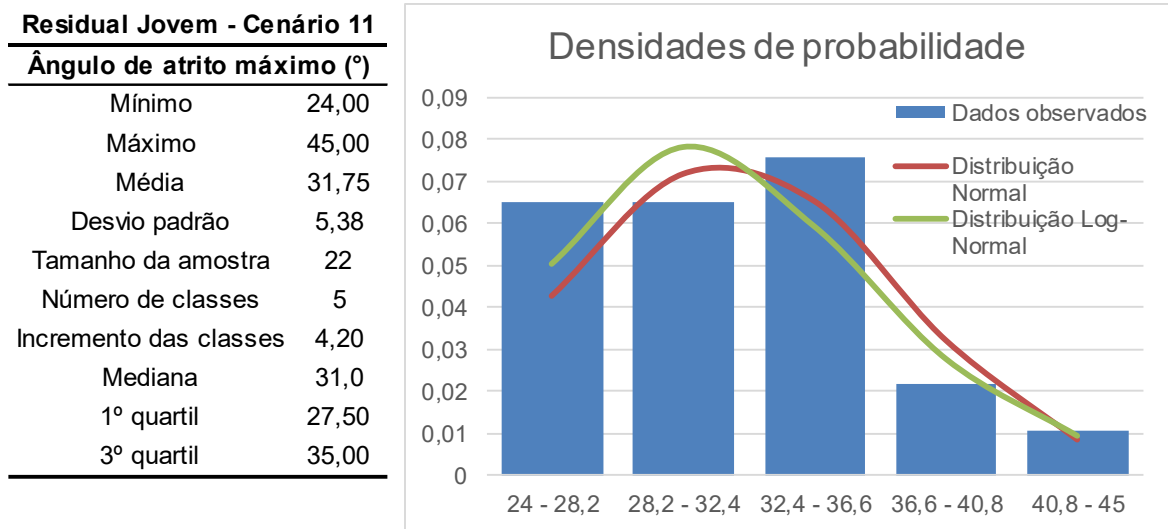
Fonte: A autora.

Figura 6.14 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais jovens A-2-7 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando os dados espúrios (Cenário 11).



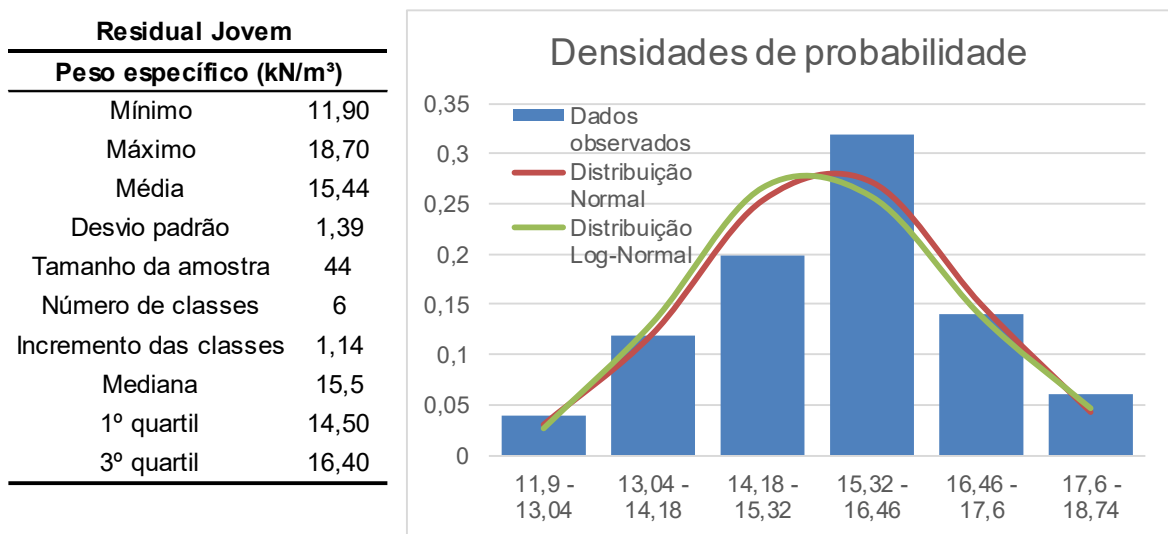
Fonte: A autora.

Figura 6.15 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais jovens A-2-7 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando os dados espúrios (Cenário 11).



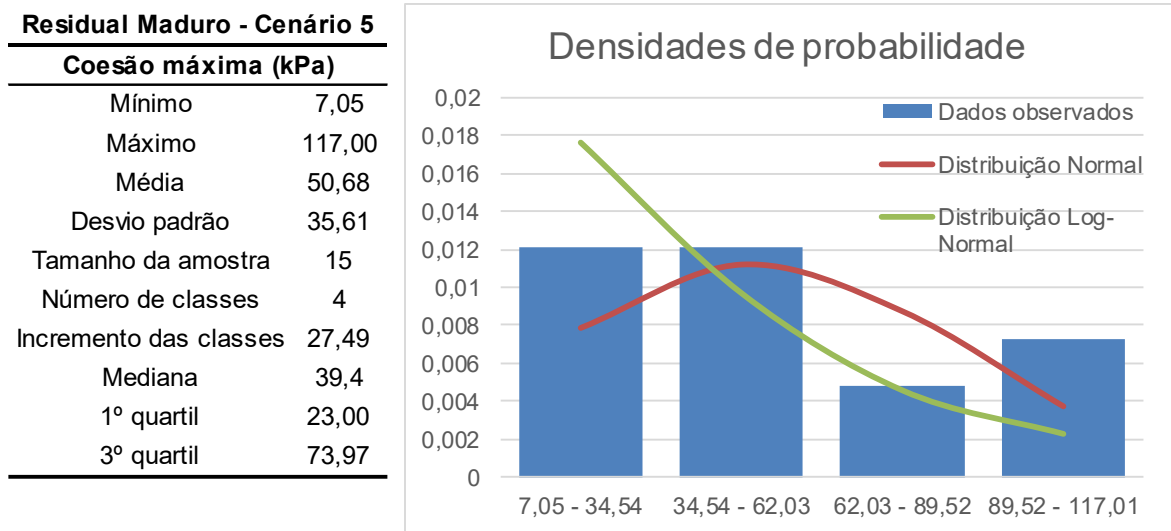
Fonte: A autora.

Figura 6.16 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao peso específico dos solos residuais jovens considerando todas as condições de ensaio.



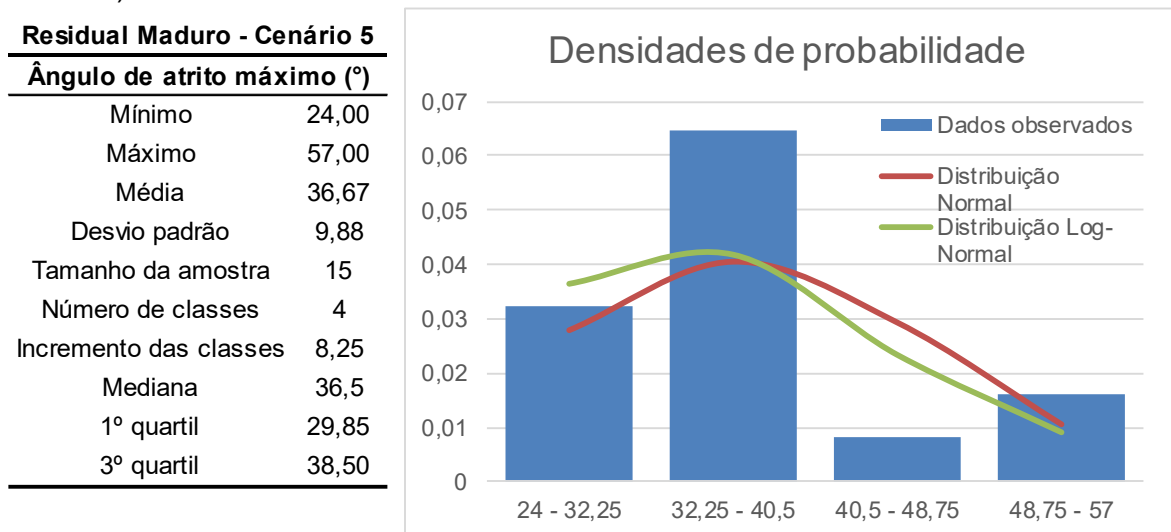
Fonte: A autora.

Figura 6.17 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto em umidade natural (Cenário 5).



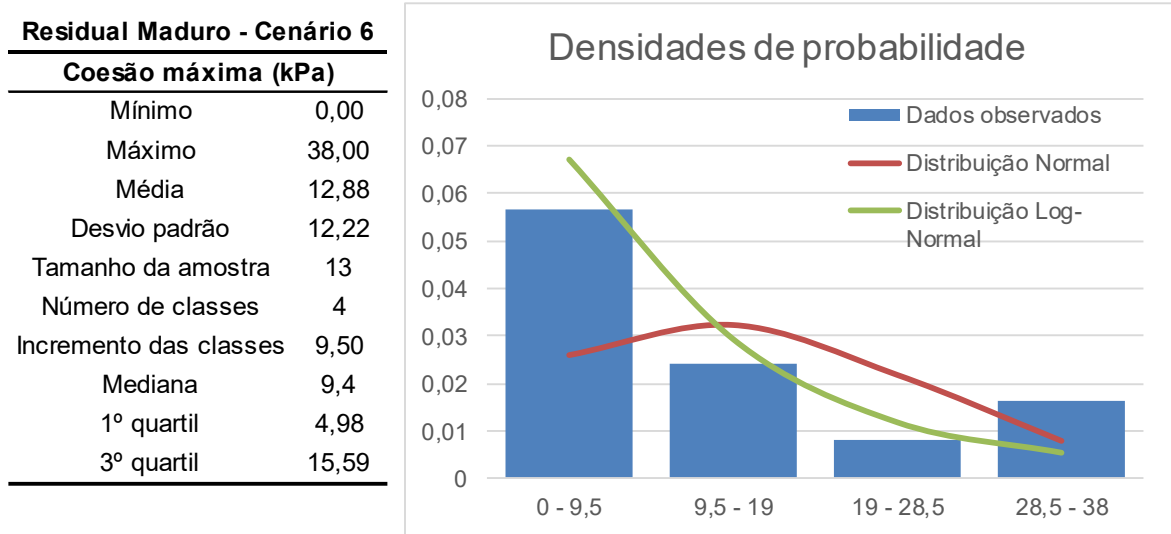
Fonte: A autora.

Figura 6.18 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto em umidade natural (Cenário 5).



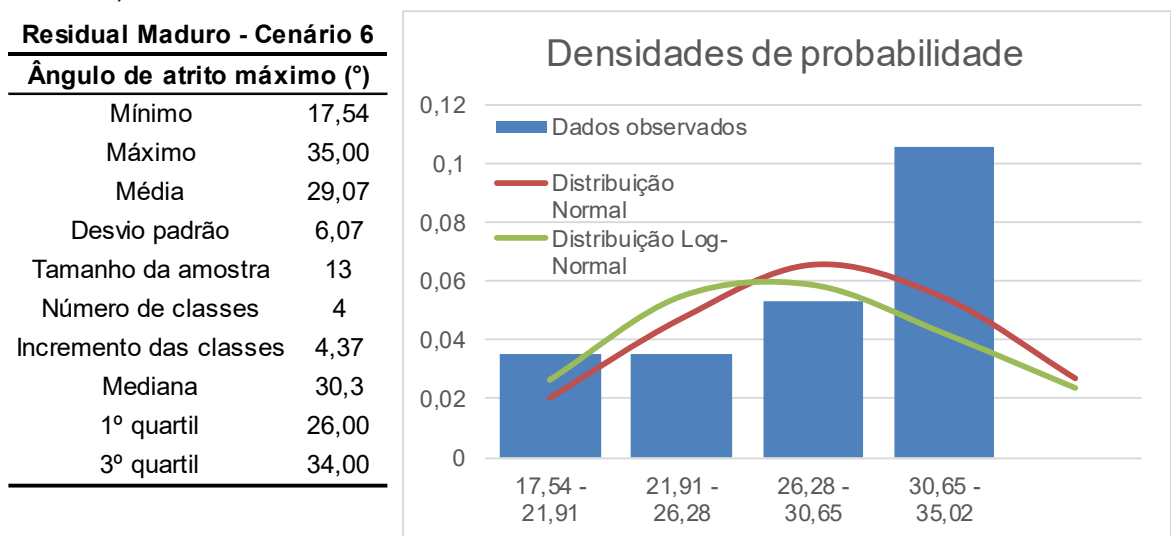
Fonte: A autora.

Figura 6.19 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto em condição saturada (Cenário 6).



Fonte: A autora.

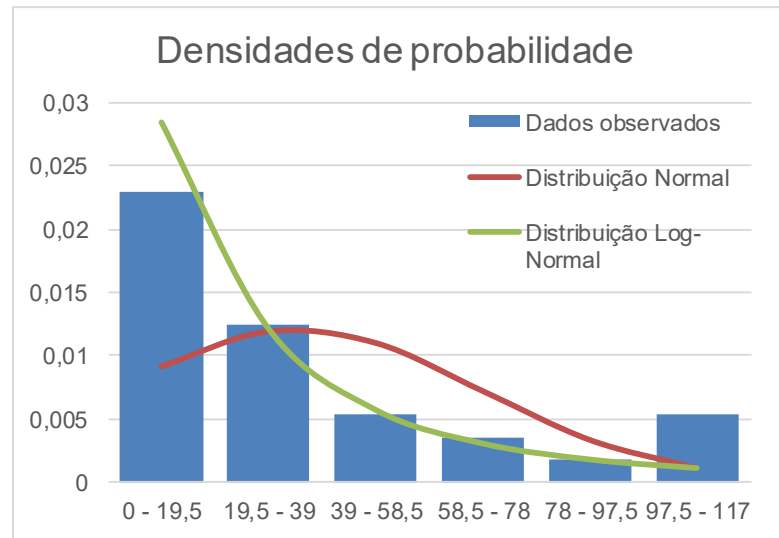
Figura 6.20 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto em condição saturada (Cenário 6).



Fonte: A autora.

Figura 6.21 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 7).

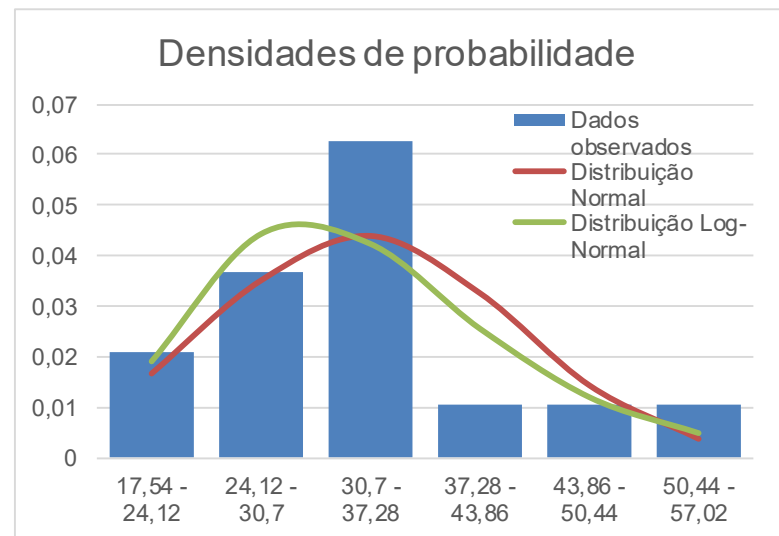
Residual Maduro - Cenário 7	
Coesão máxima (kPa)	
Mínimo	0,00
Máximo	117,00
Média	34,47
Desvio padrão	33,25
Tamanho da amostra	29
Número de classes	6
Incremento das classes	19,50
Mediana	20,5
1º quartil	9,38
3º quartil	41,60



Fonte: A autora.

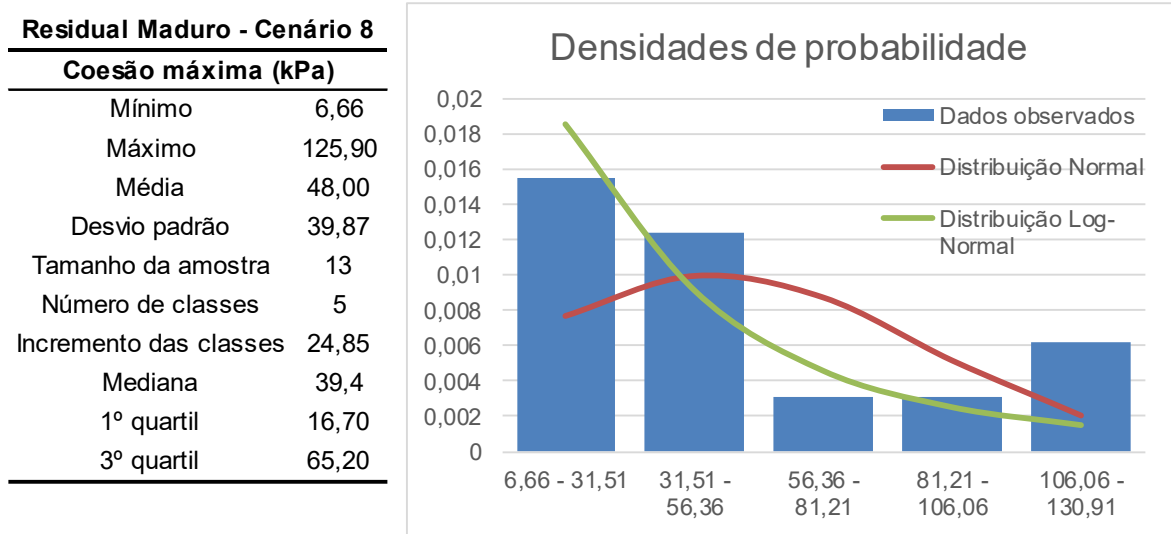
Figura 6.22 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 7).

Residual Maduro - Cenário 7	
Ângulo de atrito máximo (°)	
Mínimo	17,54
Máximo	57,00
Média	33,52
Desvio padrão	9,11
Tamanho da amostra	29
Número de classes	6
Incremento das classes	6,58
Mediana	34,0
1º quartil	27,00
3º quartil	37,00



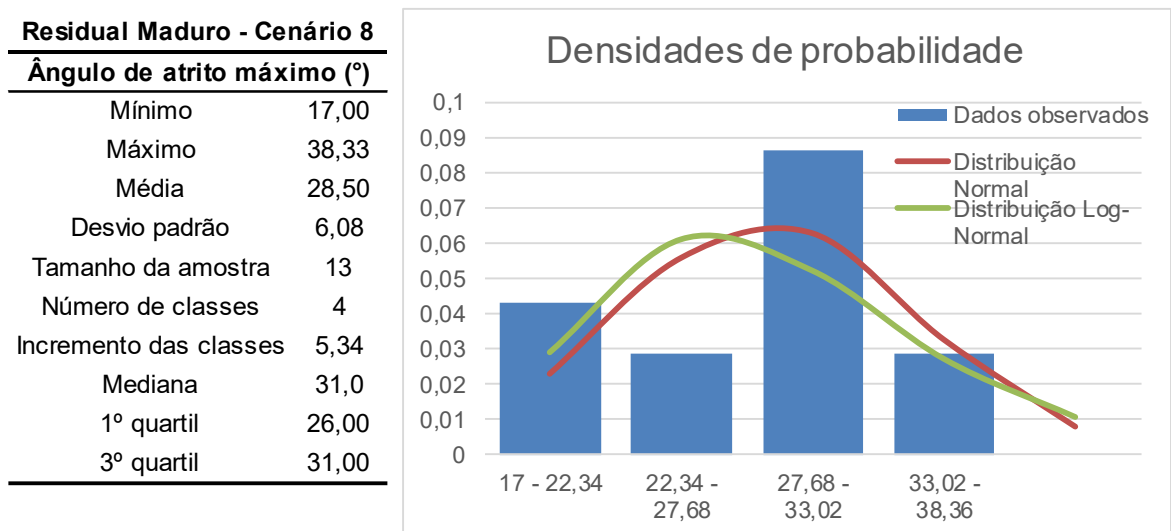
Fonte: A autora.

Figura 6.23 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros jovens considerando ensaios de compressão triaxial realizados em todas as condições de ensaio (Cenário 8).



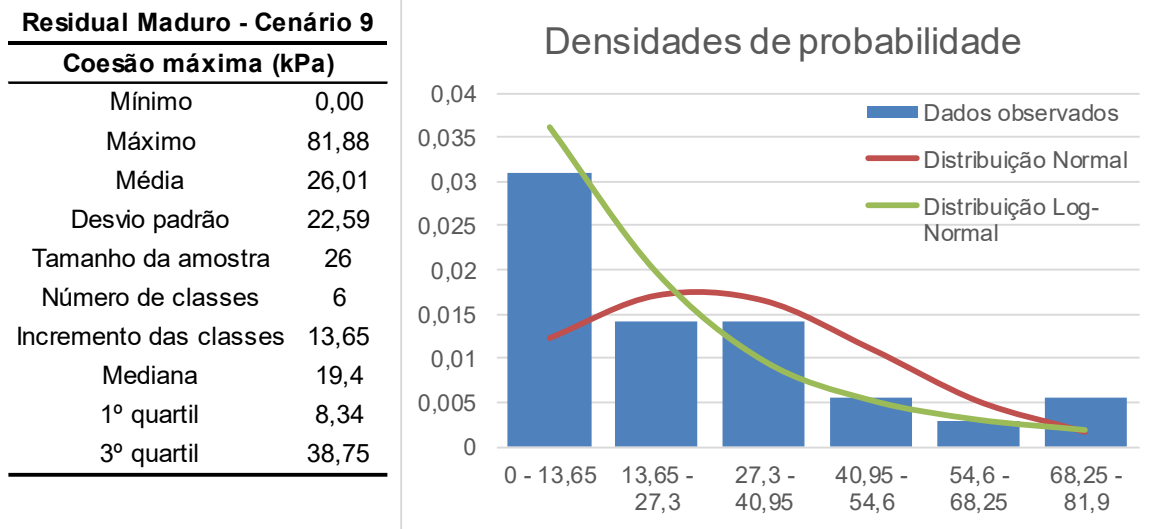
Fonte: A autora.

Figura 6.24 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de compressão triaxial realizados em todas as condições de ensaio (Cenário 8).



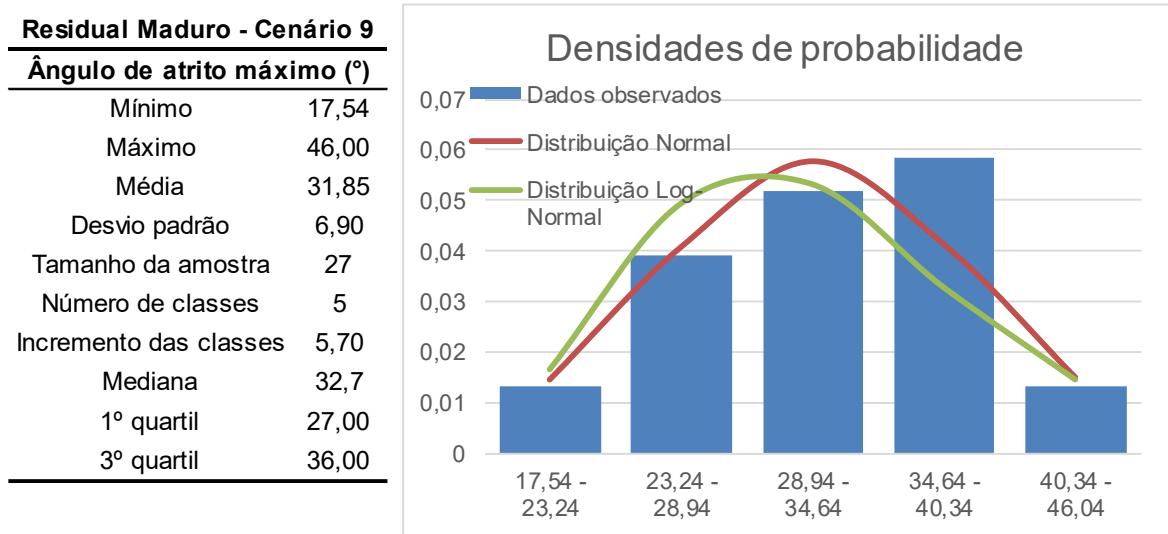
Fonte: A autora.

Figura 6.25 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando dados espúrios (Cenário 9).



Fonte: A autora.

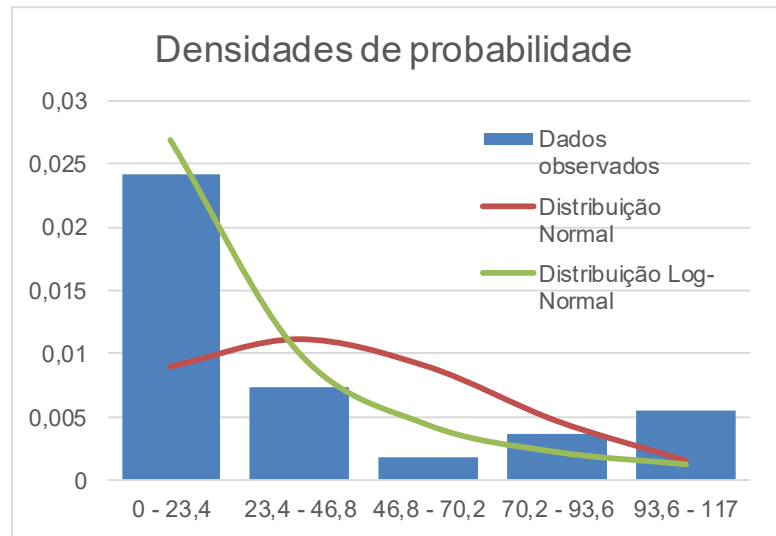
Figura 6.26 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando dados espúrios (Cenário 9).



Fonte: A autora.

Figura 6.27 - Histograma e medidas estatísticas referentes à coesão máxima dos solos residuais maduros A-7-5 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 10).

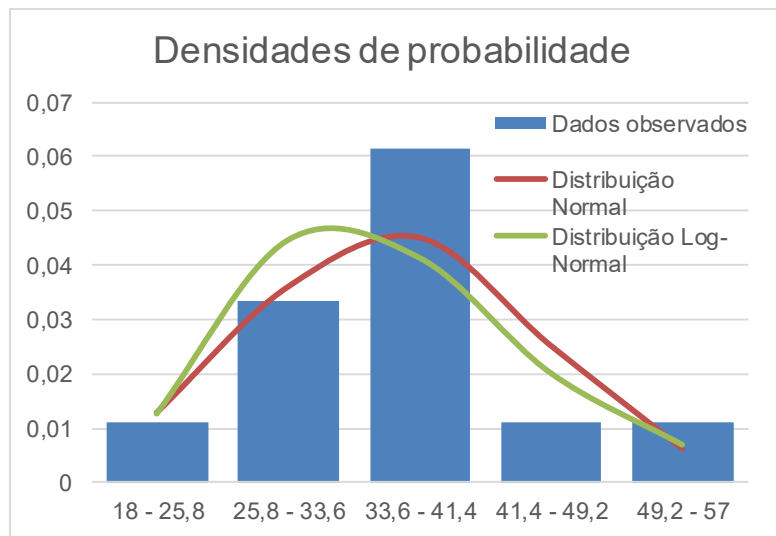
Residual Maduro - Cenário 10	
Coesão máxima (kPa)	
Mínimo	0,00
Máximo	117,00
Média	34,99
Desvio padrão	35,74
Tamanho da amostra	23
Número de classes	5
Incremento das classes	23,40
Mediana	20,0
1º quartil	10,19
3º quartil	44,50



Fonte: A autora.

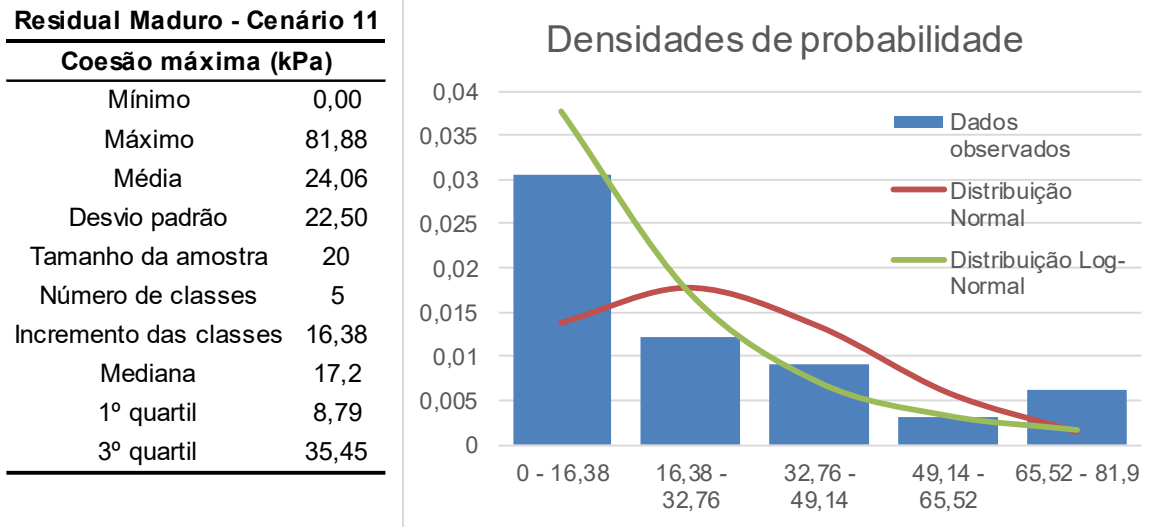
Figura 6.28 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros A-7-5 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições (Cenário 10).

Residual Maduro - Cenário 10	
Ângulo de atrito máximo (°)	
Mínimo	18,00
Máximo	57,00
Média	35,77
Desvio padrão	8,71
Tamanho da amostra	23
Número de classes	5
Incremento das classes	7,80
Mediana	35,0
1º quartil	31,50
3º quartil	37,50



Fonte: A autora.

Figura 6.29 - Histograma e medidas estatísticas referentes a coesão máxima dos solos residuais maduros A-7-5 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando os dados espúrios (Cenário 11).



Fonte: A autora.

Figura 6.30 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao ângulo de atrito máximo dos solos residuais maduros A-7-5 considerando ensaios de cisalhamento direto realizados em todas as condições e desprezando os dados espúrios (Cenário 11).

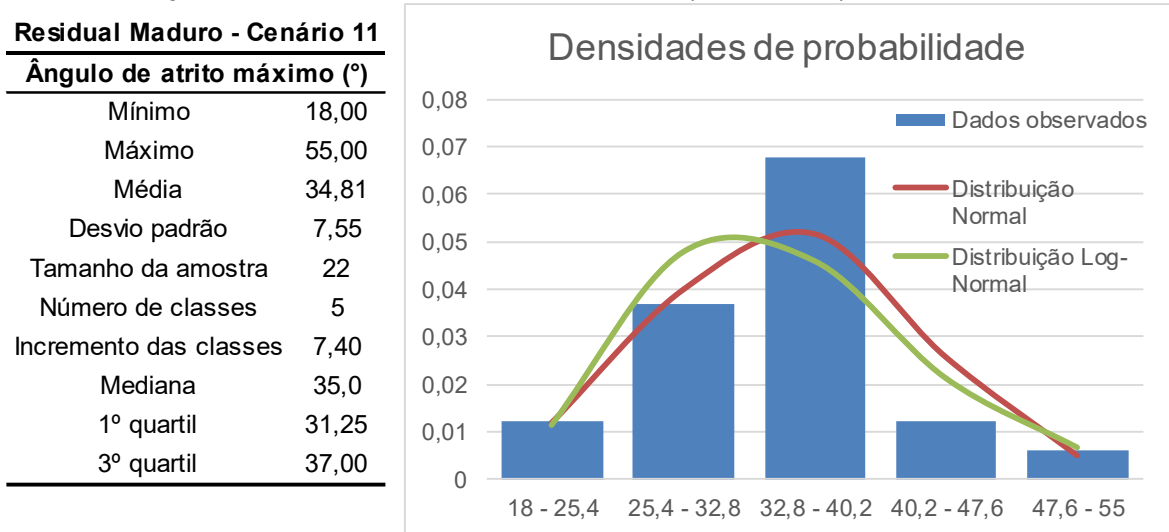
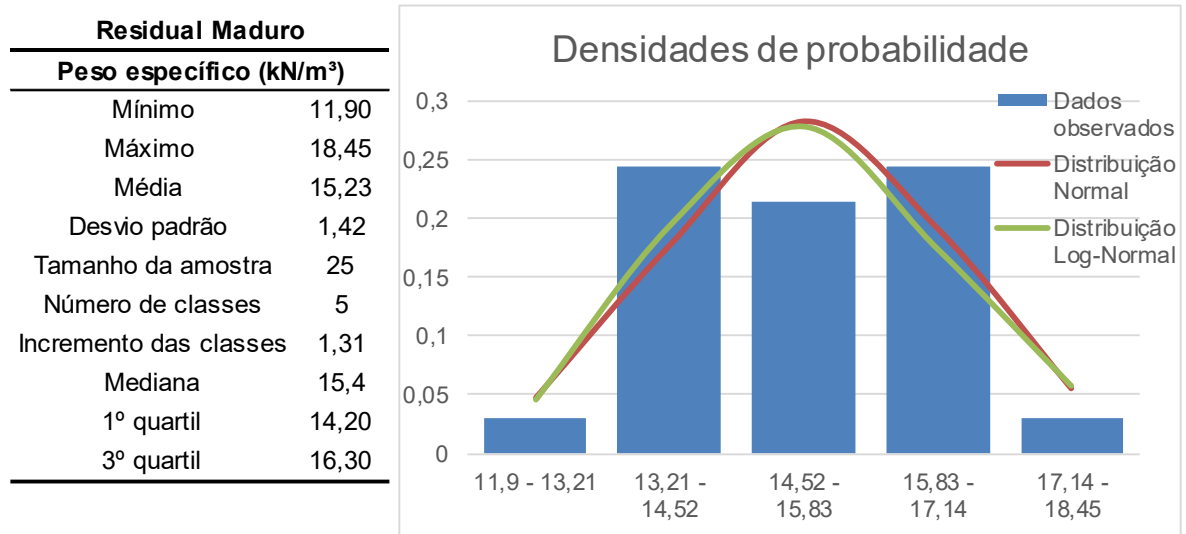


Figura 6.31 - Histograma e medidas estatísticas referentes ao peso específico dos solos residuais maduros considerando todas as condições de ensaio.



Fonte: A autora.

Tabela 6.3 - Resumo das medidas estatísticas das variáveis coesão e ângulo de atrito de acordo com cada cenário.

Cenário	Tipo de solo	Coesão (kPa)				Ângulo de atrito (°)			
		N	Média	Desvio padrão	CV (%)	N	Média	Desvio padrão	CV (%)
5	Maduro	15	50,68	35,61	70,3%	15	36,67	9,88	26,9%
6		13	12,88	12,22	94,9%	13	29,07	6,07	20,9%
7		29	34,47	33,25	96,5%	29	33,52	9,11	27,2%
8		13	48,00	39,87	83,1%	13	28,50	6,08	21,3%
9		26	26,01	22,59	86,9%	27	31,85	6,90	21,7%
10		23	34,99	35,74	102,1%	23	35,77	8,71	24,4%
11		20	24,06	22,50	93,5%	22	34,81	7,55	21,7%
5	Jovem	18	44,56	28,53	64,0%	18	34,36	6,69	19,5%
6		14	16,82	10,24	60,9%	14	31,52	4,41	14,0%
7		34	32,46	25,50	78,6%	34	33,93	6,61	19,5%
8		14	54,97	33,51	61,0%	14	25,92	6,54	25,2%
9		33	29,70	20,13	67,8%	29	31,78	4,28	13,5%
10		25	32,14	21,61	67,2%	25	33,66	7,30	21,7%
11	22	26,37	15,56	59,0%	22	31,75	5,38	16,9%	

Simbologia: N = tamanho da amostra; CV = coeficiente de variação

Fonte: A autora.

Tabela 6.4 – Resumo das medidas estatísticas do peso específico.

Tipo de solo	Tamanho da amostra	Peso específico (kN/m ³)		
		Média	Desvio padrão	Cov (%)
Jovem	44	15,44	1,39	9,0%
Maduro	25	15,23	1,42	9,3%

Fonte: A autora.

Analisando os resultados obtidos, pode-se observar que, em geral, os dados de coesão se assemelharam mais às distribuições log-normais e os dados de peso específico, às distribuições normais. No caso do ângulo de atrito, percebe-se que as amostras referentes aos solos residuais maduros se aproximaram mais a curva de distribuição normal e aquelas relativas aos solos residuais jovens variaram entre distribuições normais e log-normais.

As amostras maiores tenderam a apresentar um melhor ajuste às curvas de distribuição teóricas, como já esperado. Dessa forma, os conjuntos amostrais relativos a uma condição específica de ensaio (cenários 5 e 6, naturais e saturados) e ao ensaio de compressão triaxial (cenário 8), devido ao número reduzido de elementos, obtiveram discrepâncias maiores entre as classes, criando “vazios” em relação às funções de densidade de probabilidade.

A identificação e exclusão dos dados espúrios, no que tange o comportamento dos histogramas, proporcionou uma melhora no caso do ângulo de atrito dos solos residuais maduros no cenário 9, assim como no ângulo de atrito dos solos residuais jovens e da coesão dos solos residuais maduros no cenário 11. Já para a coesão dos solos residuais jovens no cenário 11, observou-se uma resposta negativa da retirada dos dados espúrios. Nos demais conjuntos amostrais esse procedimento representou um impacto pouco significativo no comportamento dos histogramas.

Ao avaliar os coeficientes de variação, percebe-se que a identificação e exclusão dos dados espúrios gerou uma diminuição da dispersão dos dados, representando uma queda de até 10% nos valores de CV.

Quanto à consideração da classificação dos solos, verificou-se uma influência pequena nos resultados, levemente mais favorável nos solos maduros e menos nos solos jovens. Dessa forma, depreende-se que o tamanho reduzido das amostras fez com que a busca pela maior homogeneidade dos dados não atingisse o efeito esperado.

De uma maneira geral, os resultados do tratamento dos dados dos solos residuais maduros mostraram um melhor ajuste às curvas de distribuição teóricas, com exceção do peso específico.

Observando os dados apresentados nas Tabelas Tabela 6.3 e Tabela 6.4, percebe-se que:

- Os coeficientes de variação de coesão dos conjuntos amostrais relativos aos solos residuais maduros mantiveram-se entre 70 e 102%, e dos solos residuais jovens entre 60 e 79%.
- O coeficiente de variação do ângulo de atrito mínimo encontrado para os conjuntos amostrais relativos aos solos residuais maduros foi de 20,9% e máximo de 27,2%. Para os solos residuais jovens esse valor variou de 13,5% a 25,2%.
- Ambos os coeficientes de variação do peso específico dos solos se mostraram em torno de 9%. Sabendo-se que o peso específico é um parâmetro pouco variável, o número de dados necessários para a determinação de suas medidas estatísticas é pequeno, logo o fato da amostra correspondente aos solos residuais maduros ser menor influenciou pouco o resultado.

Como já previsto, os valores de desvio padrão em relação às respectivas médias foram maiores no caso da coesão. Isso se dá, principalmente, por esse parâmetro sofrer maior influência de fatores como o nível d'água e o teor de umidade do solo, gerando elevada variabilidade espacial e temporal. A quantidade de água presente no solo influi no fenômeno da sucção, responsável pela parcela de coesão aparente registrada nos ensaios.

Comparando os resultados obtidos com os intervalos apresentados por Sandroni e Sayão (1992), conforme Tabela 3.2, tem-se:

- Segundo os autores, um intervalo típico dos valores de coeficiente de variação da coesão seria entre 20 a 80%. Nota-se que apenas os resultados dos solos jovens se enquadraram neste intervalo, sendo os valores referentes aos solos maduros superiores.
- Com relação aos coeficientes de variação do ângulo de atrito, os autores sugerem valores entre 4 a 20%. Os valores encontrados no presente trabalho, em ambos os solos, ultrapassaram ligeiramente o limite superior desse intervalo.
- Os valores de coeficiente de variação do peso específico também se revelaram acima do intervalo apresentado pelos autores, de 2 a 8%.

Observa-se que, em geral, a dispersão dos dados obtida foi maior do que a esperada. Esse resultado pode ser consequência de um número insuficiente de informações, dada a grande variabilidade. Entretanto, deve-se considerar também que não se sabe que tipo de incertezas estão incorporadas nos valores de coeficientes de variação relatados por Sandroni e Sayão (1992), já os valores apresentados na Tabela 6.3 e Tabela 6.4 abrangem diversos tipos de solo e condições de ensaio. Na prática, os resultados do presente estudo corresponderiam a maciço extremamente heterogêneo (variabilidade espacial) e sujeito a variações de umidade devido a, por exemplo, períodos de chuva (variação temporal).

Diante disso, assim como destacado por Duncan (2000), é importante usar o bom senso na aplicação de valores de coeficientes de variação presentes na literatura, buscando considerar o grau de incerteza mais adequado ao caso específico em estudo.

Outros autores reportaram valores de coeficientes de variação para parâmetros de solos residuais.

Guedes (1997) apresentou os coeficientes de variação dos parâmetros de resistência efetivos (c' e ϕ') e do peso específico (γ) de solos residuais calculados a partir de dados de ensaios de teses da PUC-Rio. Os coeficientes de variação foram calculados com base nas equações (3.17) a (3.22). Nesse estudo, o coeficiente de variação do peso específico dos solos residuais gnáissicos jovens manteve-se entre 1% a 10%. O coeficiente de variação da coesão no mesmo tipo de solo apresentou-se dentro do intervalo 13% a 92%. Conforme exposto pela autora, para este parâmetro, o número de ensaios realizados foi menor que o necessário na maioria dos casos, o que contribui para os altos valores de CV encontrados. No estudo onde o número de ensaios realizados foi suficiente, o valor de CV esteve entre 13 e 18%. O coeficiente de variação da tangente do ângulo de atrito nesses solos situou-se entre 4 e 20% nos casos em que o número de ensaios realizados foi suficiente ou próximo do necessário. Nos demais casos, obtiveram-se alguns valores de CV elevados, atingindo até 55%. Destaca-se que no levantamento realizado por Guedes (1997) a maior parte dos dados relativos a solos residuais gnáissicos jovens foram obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto.

Ao comparar os resultados observados por Guedes (1997) com os verificados nesse trabalho, percebe-se que os valores estão próximos. Ratifica-se também a hipótese dos altos valores de CV encontrados sofrerem influência de um número insuficiente de dados.

Oliveira Junior (2019) realizou análises de estabilidade determinísticas e probabilísticas em um talude reforçado com solo grampeado situado na cidade de Viçosa - MG. Para tanto, foram coletadas amostras de solos e executados ensaios de caracterização, cisalhamento direto e determinação das curvas características, a fim de avaliar a resistência ao cisalhamento dos solos em diferentes condições de sucção. O autor estudou um perfil geológico geotécnico formado por um solo residual maduro e quatro solos residuais jovens, todos de origem gnáissica. A Tabela 6.5 resume os valores de coeficientes de variação relatados por Oliveira Junior (2019). Ressalta-se que o autor utilizou as Equações (3.15) a (3.22) para o cálculo das médias e desvios padrões.

Tabela 6.5 - Valores de coeficiente de variação relatados por Oliveira Junior (2019).

Tipo de solo	Condição de ensaio	Parâmetro	Coefficiente de variação (%)
Solo residual de gnaisse maduro	Natural	Peso específico	2,9%
		Coesão	18,0%
		Ângulo de atrito	5,2%
	Inundado	Peso específico	2,7%
		Coesão	18,0%
		Ângulo de atrito	5,2%
Solo residual de gnaisse jovem	Natural	Peso específico	2,1 a 4,8%
		Coesão	4,0 a 12,8%
		Ângulo de atrito	1,1 a 3,5%
	Inundado	Peso específico	3,8 a 4,3%
		Coesão	4,0 a 12,8%
		Ângulo de atrito	1,1 a 3,5%

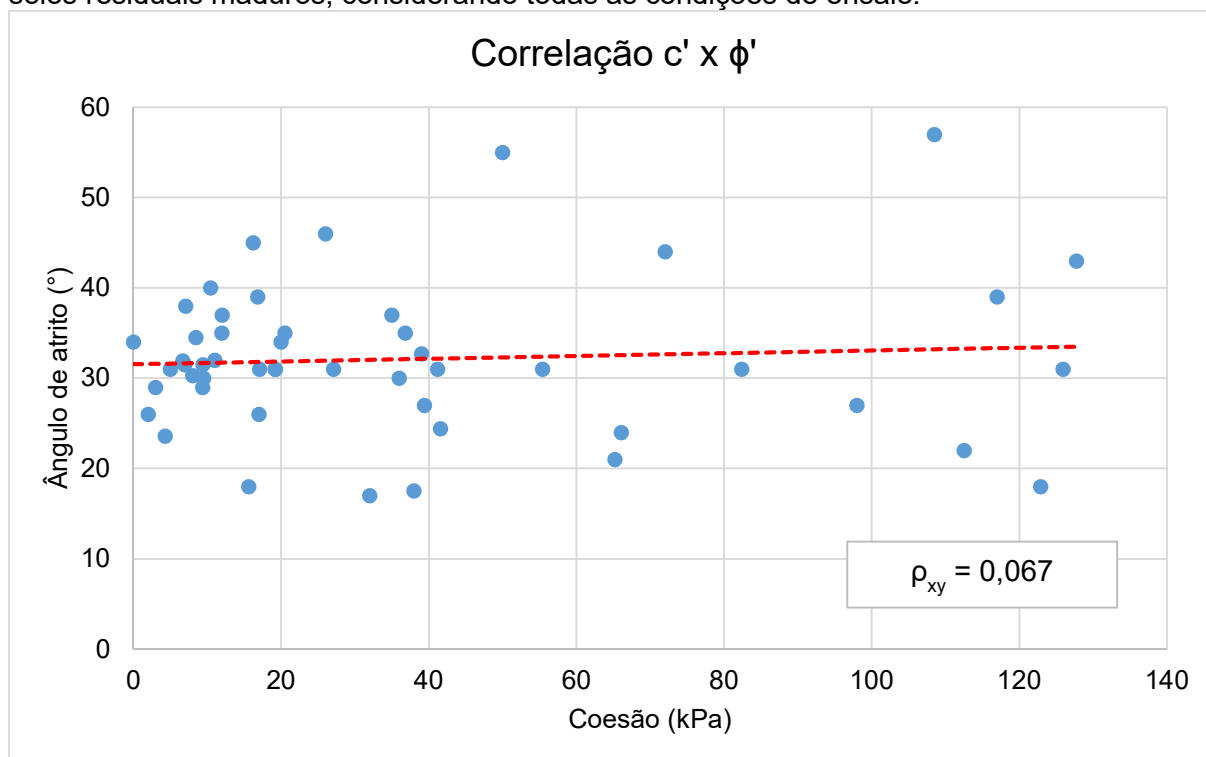
Fonte: A autora.

Contrapondo os resultados obtidos no presente estudo aos do trabalho de Oliveira Junior (2019), nota-se que este apresentou valores inferiores. Segundo os dados dispostos na Tabela 6.3, nos ensaios realizados na condição natural (Cenário 5), obtiveram-se valores de CV até dezesseis vezes maiores que Oliveira Junior (2019) e até quinze vezes maiores considerando ensaios inundados (Cenário 6). Isso pode ser justificado pelo fato de Oliveira Junior (2019) estudar solos de um único talude, diminuindo as fontes de incerteza dos parâmetros. Além disso, ressalta-se que as

metodologias aplicadas foram diferentes, o que também pode ter contribuído para as divergências constatadas.

Calculou-se também o coeficiente de correlação (ρ_{xy}) entre variáveis coesão e ângulo de atrito dos solos, a fim de avaliar a interdependência entre elas. A Figura 6.32 apresenta o gráfico onde foram plotados os valores de coesão e ângulo de atrito efetivos máximos (ou de pico) dos solos residuais maduros, considerando os dados de todos os tipos e condições de ensaio. Com base nesses dados, aplicando-se as Equações (3.23) e (3.24), obteve-se um coeficiente de correlação igual a 0,067. Logo, pode-se admitir as variáveis como independentes, visto que a covariância se apresentou muito próxima de zero.

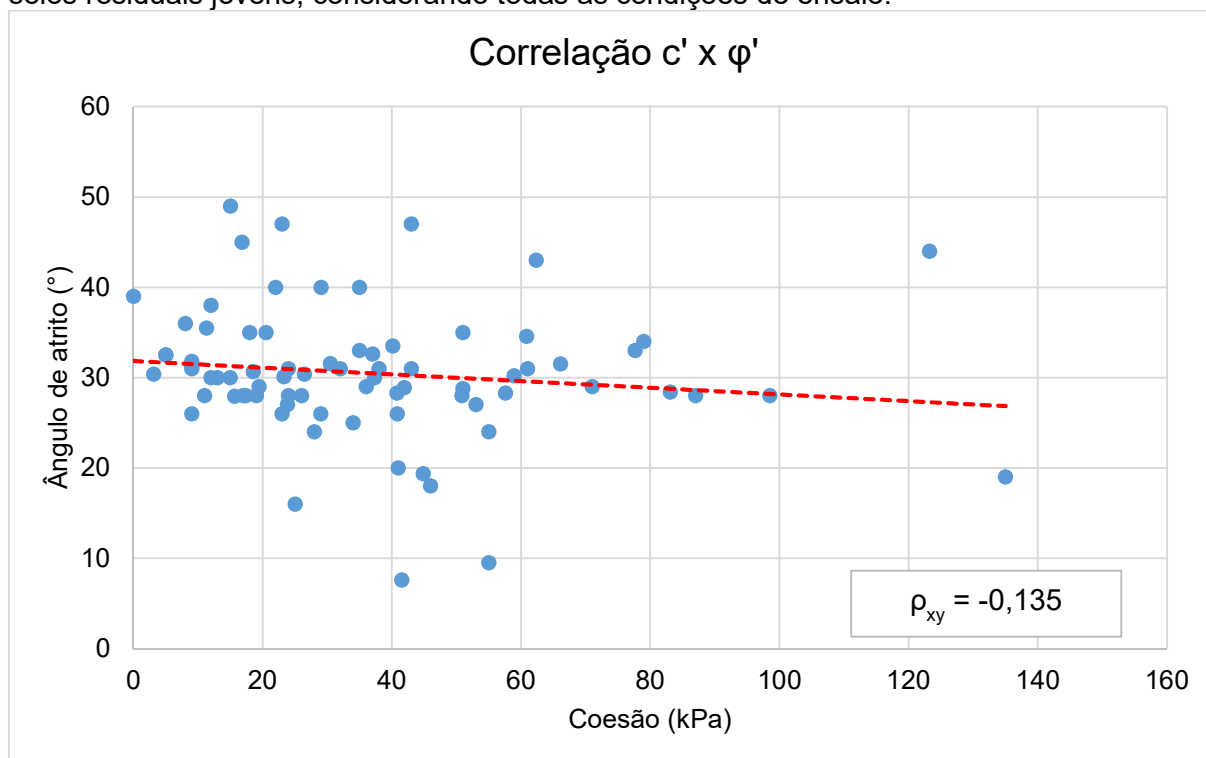
Figura 6.32 - Correlação entre as variáveis coesão e ângulo de atrito efetivos máximos dos solos residuais maduros, considerando todas as condições de ensaio.



Fonte: A autora.

O mesmo procedimento foi adotado para os solos residuais jovens, obtendo-se ρ_{xy} igual a -0,135, conforme Figura 6.33. O valor foi considerado pouco significativo para o presente estudo, desconsiderando-se a dependência entre as variáveis.

Figura 6.33 - Correlação entre as variáveis coesão e ângulo de atrito efetivos máximos dos solos residuais jovens, considerando todas as condições de ensaio.



Fonte: A autora.

6.2.2 Análise estatística dos dados apresentados por Pitanga (2002)

Como descrito no item 5.3, Pitanga (2002) avaliou a influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência de cisalhamento de solos residuais da região de Viçosa-MG. A Tabela 6.6 reúne os pares de $(\sigma \times \tau)$ observados por Pitanga (2002) nos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras na umidade natural para as diferentes velocidades de carregamento. Na Tabela 6.7, por sua vez, apresentam-se os dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas, considerando os variados tempos de inundação.

Tabela 6.6 - Dados observados por Pitanga (2002) nos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras na umidade natural para as diferentes velocidades de carregamento.

Residual Maduro					Residual Jovem				
n	Condição de ensaio	v (mm/min)	σ' (kPa)	τ' (kPa)	n	Condição de ensaio	v (mm/min)	σ' (kPa)	τ' (kPa)
1	Natural	5	50	134,05	1	Natural	5	50	59,14
2			50	136,86	2			50	73,22
3			100	150,94	3			50	51,82
4			100	179,1	4			50	78,85
5			100	210,08	5			100	104,2
6			200	273,16	6			100	103,07
7			200	301,32	7			100	114,33
8			200	270,35	8			200	181,92
9			200	267,53	9			200	177,41
10			400	409,74	10			200	161,64
11			400	418,19	11			400	274,85
12	Natural	0,142	50	157,7	12	Natural	0,142	400	302,45
13			50	162,21	13			400	304,7
14			50	154,89	14			50	52,94
15			100	195,44	15			50	65,9
16			100	194,31	16			50	78,85
17			100	147	17			100	81,67
18			200	299,63	18			100	82,79
19			200	318,22	19			200	167,56
20			200	301,32	20			200	157,7
21			400	432,55	21			400	288,65
22			400	440,44	22			400	306,96
23	400	432,55	23	400	312,59				
24	Natural	0,0094	50	161,64	24	Natural	0,0094	50	73,78
25			50	140,81	25			50	65,9
26			50	158,83	26			50	60,26
27			100	205,01	27			100	99,69
28			100	223,6	28			100	105,32
29			100	232,05	29			100	96,87
30			200	278,23	30			200	180,23
31			200	288,37	31			200	163,33
32			200	292,88	32			200	150,94
33			400	407,21	33			400	278,79
34			400	450,58	34			400	256,83
35	400	443,82	35	400	300,2				

Fonte: adaptado de Pitanga (2002).

Tabela 6.7 - Dados observados por Pitanga (2002) nos ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras inundadas para os diferentes tempos de inundação.

Residual Maduro					Residual Jovem				
n	Condição de ensaio	v (mm/min)	σ' (kPa)	τ' (kPa)	n	Condição de ensaio	v (mm/min)	σ' (kPa)	τ' (kPa)
1	Inundado 4 horas	0,0094	100	62,52	1	Inundado 4 horas	0,0094	100	64,77
2			100	58,01	2			100	67,59
3			100	58,01	3			100	68,99
4			200	139,68	4			200	137,99
5			200	130,67	5			200	147,85
6			200	142,49	6			200	147,85
7			400	261,9	7			400	260,49
8			400	261,9	8			400	239,37
9			400	267,53	9			400	246,41
10	Inundado 8 horas	0,0094	100	77,16	10	Inundado 8 horas	0,0094	100	68,99
11			100	77,16	11			100	67,59
12			100	59,14	12			100	67,59
13			200	139,68	13			200	132,36
14			200	136,3	14			200	130,95
15			200	136,3	15			200	140,81
16			400	256,27	16			400	222,47
17			400	266,4	17			400	254,86
18			400	270,35	18			400	256,27
19	Inundado 24 horas	0,0094	100	53,51	19	Inundado 24 horas	0,0094	100	65,9
20			100	55,2	20			100	61,95
21			100	57,45	21			100	69,28
22			200	140,81	22			200	130,67
23			200	138,55	23			200	136,3
24			400	256,27	24			200	133,48
25			400	266,4	25			400	253,45
26			400	270,35	26			400	245
								27	400
				28	400	254,86			

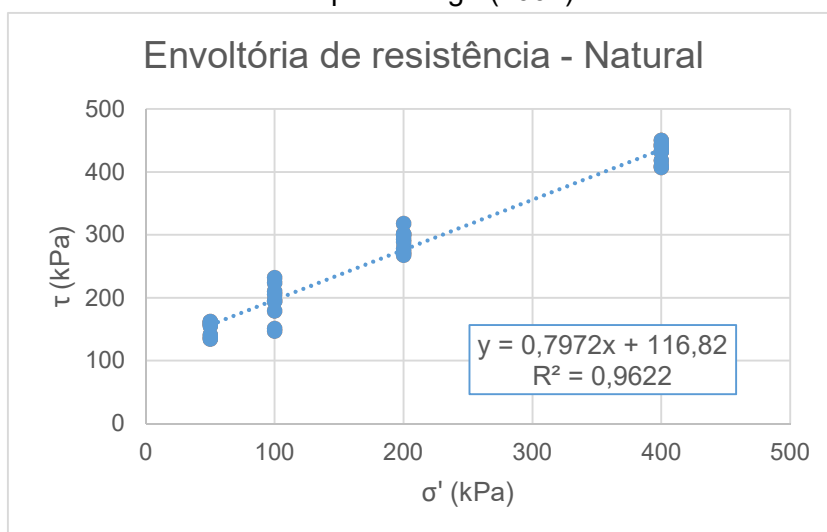
Fonte: adaptado de Pitanga (2002).

Os momentos estatísticos calculados para as variáveis coesão e ângulo de atrito e as envoltórias de resistência ($\sigma \times \tau$) dos solos são apresentados na Figura 6.34 e Figura 6.35, referentes aos ensaios em umidade natural, e na Figura 6.36 e Figura 6.37, referentes à condição inundada.

Observa-se que não foi possível realizar o cálculo do coeficiente de variação da coesão nos ensaios inundados para o solo residual maduro, pois este resultou em uma divisão por zero. Consequentemente, em algumas análises probabilísticas desprezou-se a variabilidade desse parâmetro, ou seja, a coesão não foi considerada uma variável aleatória.

Figura 6.34 - Medidas estatísticas e envoltória de resistência do solo residual maduro considerando ensaios realizados em umidade natural por Pitanga (2002).

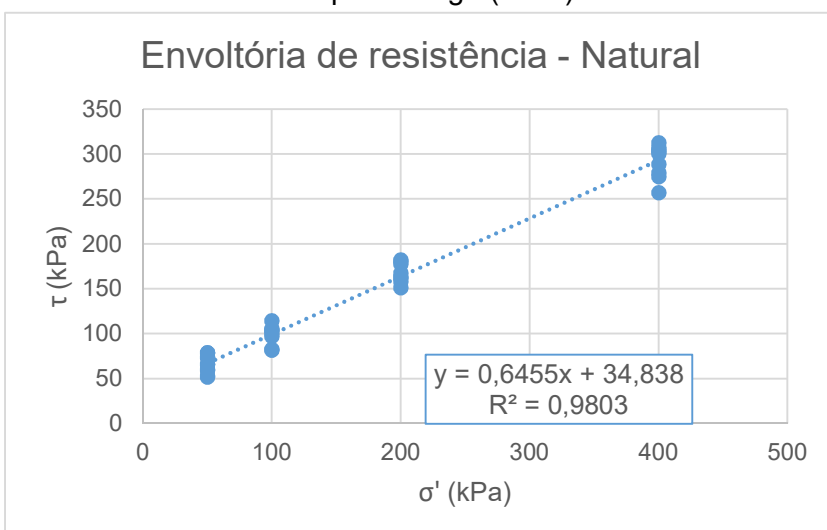
Residual Maduro		
Momentos estatísticos		
Média	c' (kPa)	116,80
	ϕ' (°)	38,6
Desvio padrão	c' (kPa)	3,57
	ϕ' (°)	0,962
CV	c' (kPa)	3,1%
	ϕ' (°)	2,5%



Fonte: A autora.

Figura 6.35 - Medidas estatísticas e envoltória de resistência do solo residual jovem considerando ensaios realizados em umidade natural por Pitanga (2002).

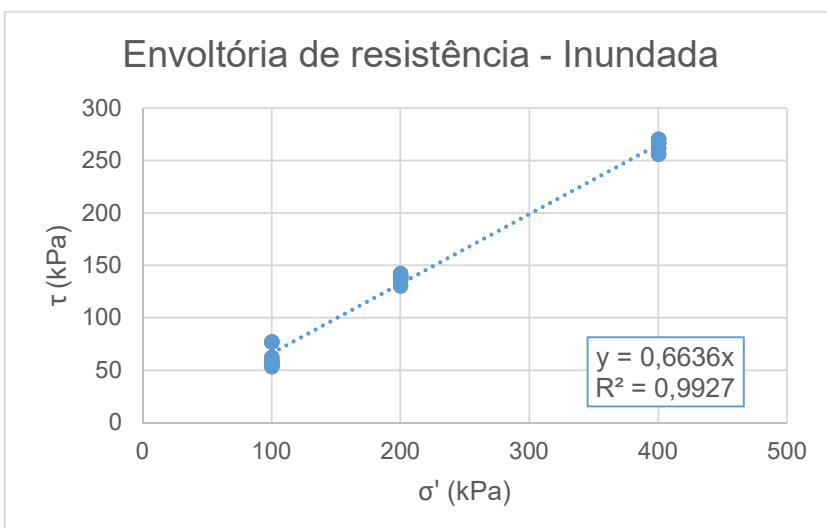
Residual Jovem		
Momentos estatísticos		
Média	c' (kPa)	34,8
	ϕ' (°)	32,8
Desvio padrão	c' (kPa)	2,19
	ϕ' (°)	0,645
CV	c' (kPa)	6,3%
	ϕ' (°)	2,0%



Fonte: A autora.

Figura 6.36 - Medidas estatísticas e envoltória de resistência do solo residual maduro considerando ensaios realizados em condição inundada por Pitanga (2002).

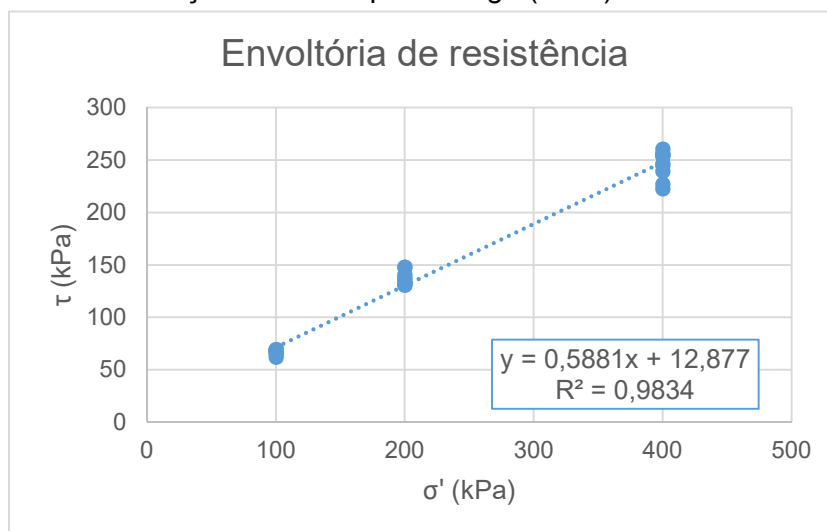
Residual Maduro		
Momentos estatísticos		
Média	c' (kPa)	0
	ϕ' (°)	33,6
Desvio padrão	c' (kPa)	1,50
	ϕ' (°)	0,465
CV	c' (kPa)	∞
	ϕ' (°)	1,4%



Fonte: A autora.

Figura 6.37 - Medidas estatísticas e envoltória de resistência do solo residual jovem considerando ensaios realizados em condição inundada por Pitanga (2002).

Residual Jovem		
Momentos estatísticos		
Média	c' (kPa)	12,9
	ϕ' (°)	30,5
Desvio padrão	c' (kPa)	1,90
	ϕ' (°)	0,637
CV	c' (kPa)	14,8%
	ϕ' (°)	2,1%



Fonte: A autora.

Tabela 6.8 - Valores de coeficientes de variação obtidos a partir do tratamento dos dados de Pitanga (2002).

Tipo de solo	Condição de ensaio	Parâmetro	Coefficiente de variação (%)
Solo residual de gnaiss maduro	Natural	Coesão	3,1%
		Ângulo de atrito	2,5%
	Inundado	Coesão	∞
		Ângulo de atrito	1,4%
Solo residual de gnaiss jovem	Natural	Coesão	6,3%
		Ângulo de atrito	2,0%
	Inundado	Coesão	14,8%
		Ângulo de atrito	2,1%

Fonte: A autora.

Com o tratamento estatístico dos dados de Pitanga (2002) obtiveram-se valores de CV muito próximos aos relatados por Oliveira Junior (2019), conforme Tabela 6.5 e Tabela 6.8. Entende-se que essa similaridade se deu devido ao fato dos dois autores estudarem solos semelhantes e ter sido aplicada a mesma metodologia nos ensaios e cálculos das medidas estatísticas.

Por outro lado, quando comparados os resultados obtidos no item 6.2.1 e 6.2.2, percebe-se que aqueles relacionados aos dados levantados em Viçosa foram bastante superiores, com valores de CV da coesão mais de 30 vezes maiores e do ângulo de atrito quase 20 vezes maiores, como no caso dos solos residuais maduros. Isso pode ter decorrido da diferença entre as metodologias adotadas e, principalmente, pela maior variabilidade dos dados trabalhados no item 6.2.1.

6.3 Análises probabilísticas

6.3.1 Disposições gerais

Nesse item são apresentados os resultados obtidos nas análises probabilísticas de estabilidade realizadas com o talude estudado, de acordo com cada método. A Tabela 6.9 apresenta um resumo dos parâmetros adotados em cada um dos cenários descritos na Tabela 5.2.

Tabela 6.9 - Resumo dos dados utilizados nas análises de estabilidade probabilísticas.

Cenário	Solo	Coesão (kPa)		Ângulo de atrito (°)		Peso específico (kN/m³)	
		Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão
1	Maduro	39,00	15,60	32,70	3,27	14,49	0,43
2		20,22	8,09	28,67	2,87	14,49	0,43
3		116,8	3,568	38,6	0,962	15,23	0,46
4		0,0	1,497	33,6	0,465	15,23	0,46
5		50,68	35,61	36,67	9,88	15,23	1,42
6		12,88	12,22	29,07	6,07	15,23	1,42
7		34,47	33,25	33,52	9,11	15,23	1,42
8		48,00	39,87	28,50	6,08	15,23	1,42
9		26,01	22,59	31,85	6,90	15,23	1,42
10		34,99	35,74	35,77	8,71	15,23	1,42
11		24,06	22,50	34,81	7,55	15,23	1,42
1	Jovem	37,00	14,80	32,61	3,26	16,06	0,48
2		23,33	9,33	27,14	2,71	16,06	0,48
3		34,8	2,195	32,8	0,645	15,44	0,46
4		12,9	1,905	30,5	0,637	15,44	0,46
5		44,56	28,53	34,36	6,69	15,44	1,39
6		16,82	10,24	31,52	4,41	15,44	1,39
7		32,46	25,50	33,93	6,61	15,44	1,39
8		54,97	33,51	25,92	6,54	15,44	1,39
9		29,70	20,13	31,78	4,28	15,44	1,39
10		32,14	21,61	33,66	7,30	15,44	1,39
11		26,37	15,56	31,75	5,38	15,44	1,39

Fonte: A autora.

6.3.2 Método de Primeira Ordem e Segundo Momento (FOSM – First Order, Second Moment)

Na Tabela 6.10 são apresentados os resultados dos cálculos realizados na aplicação do método FOSM considerando superfícies de ruptura circulares.

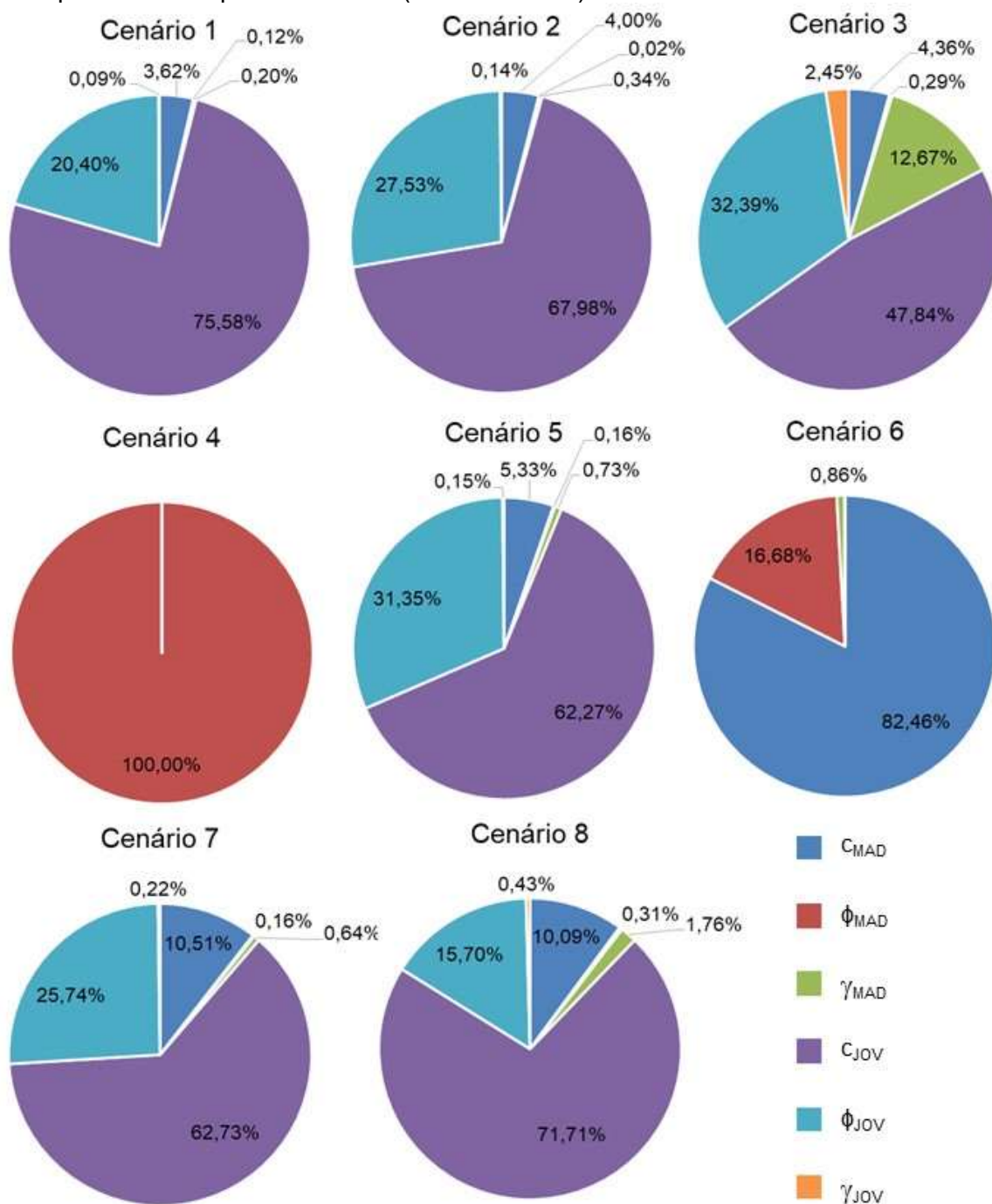
Tabela 6.10 - Resultados dos cálculos pertinentes ao método FOSM considerando superfícies de ruptura circulares.

Cenário	Solo	Coesão (kPa)			Ângulo de atrito (°)			Peso específico (kN/m ³)			FS _{det}	FS (μ + δ)			V[FS]	β	P _f
		μ	σ	μ + δ	μ	σ	μ + δ	μ	σ	μ + δ		FS (μ + δ)					
												c	φ	γ			
1	Maduro	39,00	15,60	42,90	32,70	3,27	35,97	14,49	0,43	15,94	2,02	2,04	2,03	1,98	0,086716	3,47396	0,03%
	Jovem	37,00	14,80	40,70	32,61	3,26	35,87	16,06	0,48	17,67		2,09	2,16	1,99			
2	Maduro	20,22	8,09	22,24	28,67	2,87	31,54	14,49	0,43	15,94	1,48	1,49	1,48	1,45	0,02219	3,215518	0,07%
	Jovem	23,33	9,33	25,66	27,14	2,71	29,85	16,06	0,48	17,67		1,51	1,56	1,46			
3	Maduro	116,8	3,568	128,48	38,6	0,962	42,46	15,23	0,46	16,75	2,28	2,31	2,29	2,21	0,003094	22,92308	0,00%
	Jovem	34,8	2,195	38,28	32,8	0,645	36,08	15,44	0,46	16,98		2,34	2,44	2,25			
4	Maduro	0,0	1,497	0,00	33,6	0,465	36,96	15,23	0,46	16,75	0,46	-	0,52	0,46	0,000067	-66,56940	100,00%
	Jovem	12,9	1,905	14,19	30,5	0,637	33,55	15,44	0,46	16,98		0,46	0,46	0,46			
5	Maduro	50,68	35,6	55,75	36,7	9,88	40,34	15,23	1,42	16,75	2,28	2,30	2,29	2,22	0,37028	2,096944	1,80%
	Jovem	44,56	28,5	49,02	34,4	6,69	37,80	15,44	1,39	16,98		2,35	2,45	2,25			
6	Maduro	12,88	12,2	14,17	29,1	6,07	31,98	15,23	1,42	16,75	1,30	1,35	1,39	1,25	0,23098	0,624209	26,62%
	Jovem	16,82	10,2	18,50	31,5	4,41	34,67	15,44	1,39	16,98		1,30	1,30	1,30			
7	Maduro	34,47	33,25	37,92	33,52	9,11	36,87	15,23	1,42	16,75	1,99	2,00	1,99	1,94	0,22668	2,068831	1,93%
	Jovem	32,46	25,50	35,71	33,93	6,61	37,32	15,44	1,39	16,98		2,03	2,11	1,96			
8	Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	2,05	2,07	2,07	1,98	0,24674	2,121876	1,69%
	Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98		2,12	2,13	2,02			
9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,79	1,81	1,81	1,76	0,12318	2,245194	1,24%
	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98		1,83	1,86	1,80			
10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,93	0,27817	1,850538	3,21%
	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98		2,03	2,14	1,95			
11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,75	1,75	1,76	1,72	0,12687	2,100021	1,79%
	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98		1,79	1,88	1,73			

Fonte: A autora.

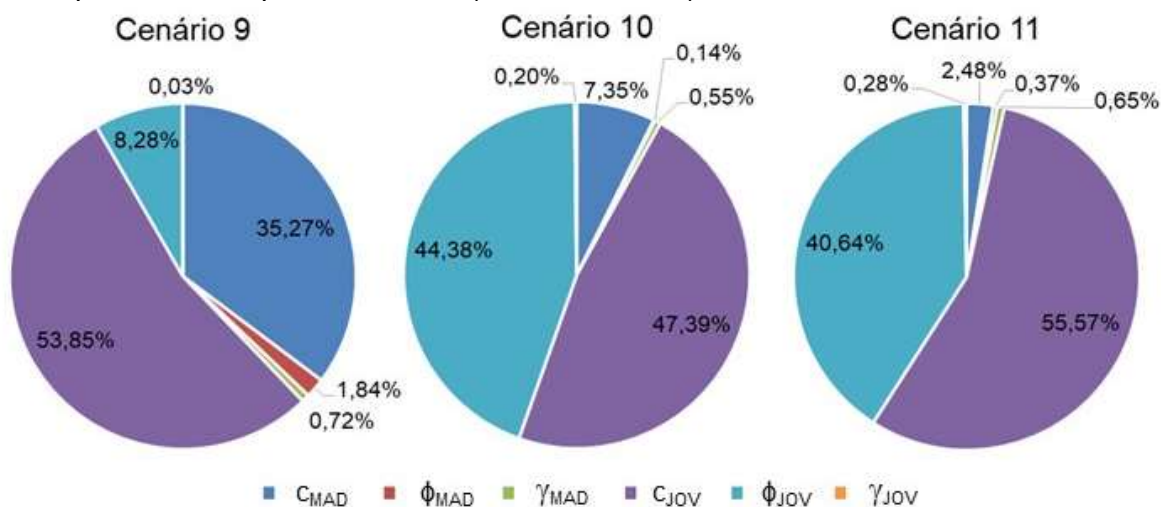
As Figuras Figura 6.38 e Figura 6.39 e a Tabela 6.11 apresentam a influência de cada variável no valor da variância de FS e, conseqüentemente, no cálculo de P_f para superfícies de ruptura circulares.

Figura 6.38 - Influência de cada variável no valor da variância de FS segundo o método FOSM para superfícies de ruptura circulares (Cenários 1 a 8).



Fonte: A autora.

Figura 6.39 - Influência de cada variável no valor da variância de FS segundo o método FOSM para superfícies de ruptura circulares (Cenários 9 a 11).



Fonte: A autora.

Tabela 6.11 - Influência de cada variável aleatória no valor da variância do fator de segurança segundo o método FOSM para superfícies de ruptura circulares.

Cenário	Influência na variância de FS					
	CMAD	φMAD	γMAD	CJOV	φJOV	γJOV
1	3,62%	0,12%	0,20%	75,58%	20,40%	0,09%
2	3,53%	0,07%	0,30%	64,89%	31,04%	0,16%
3	4,36%	0,29%	12,67%	47,84%	32,39%	2,45%
4	0,00%	100,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
5	5,33%	0,16%	0,73%	62,27%	31,35%	0,15%
6	82,46%	16,68%	0,86%	0,00%	0,00%	0,00%
7	10,51%	0,16%	0,64%	62,73%	25,74%	0,22%
8	10,09%	0,31%	1,76%	71,71%	15,70%	0,43%
9	35,27%	1,84%	0,72%	53,85%	8,28%	0,03%
10	7,35%	0,14%	0,55%	47,39%	44,38%	0,20%
11	2,48%	0,37%	0,65%	55,57%	40,64%	0,28%

Fonte: A autora.

Analisando as porcentagens apresentadas na Tabela 6.11, observa-se que nos cenários 4 e 6 a influência dos parâmetros relativos ao solo residual jovem foi nula. Obteve-se esse resultado em razão das superfícies de rupturas não interceptarem essa camada em nenhuma das combinações estudadas.

No cenário 4, em especial, o ângulo de atrito do solo residual maduro foi o único parâmetro responsável pela variância de FS. Isso se deu, pois, a coesão do solo residual maduro não foi considerada uma variável aleatória, como explicado no item 6.2.2, e a variação do peso específico desse mesmo material não teve impacto no valor de FS calculado conforme o nível de precisão fornecido pelo software.

Com exceção do cenário 3, os pesos específicos dos materiais tiveram pouca relevância no cálculo da probabilidade de falha. Isso era esperado, devido aos baixos valores de desvio padrão e à menor sensibilidade de FS à variação desse parâmetro geralmente observada.

Outra observação importante refere-se ao fato de que, sempre que a superfície de ruptura intercepta o solo residual jovem, são os seus valores de coesão e ângulo de atrito que influenciam mais a variância do FS. Essa observação está em consonância com observações de campo, nas quais se observa que o solo residual jovem apresenta muito mais influência sobre o desenvolvimento de superfícies de ruptura em taludes de corte da área urbana de Viçosa.

A Tabela 6.12 apresenta os resultados dos cálculos realizados na aplicação do método FOSM considerando superfícies de ruptura não circulares.

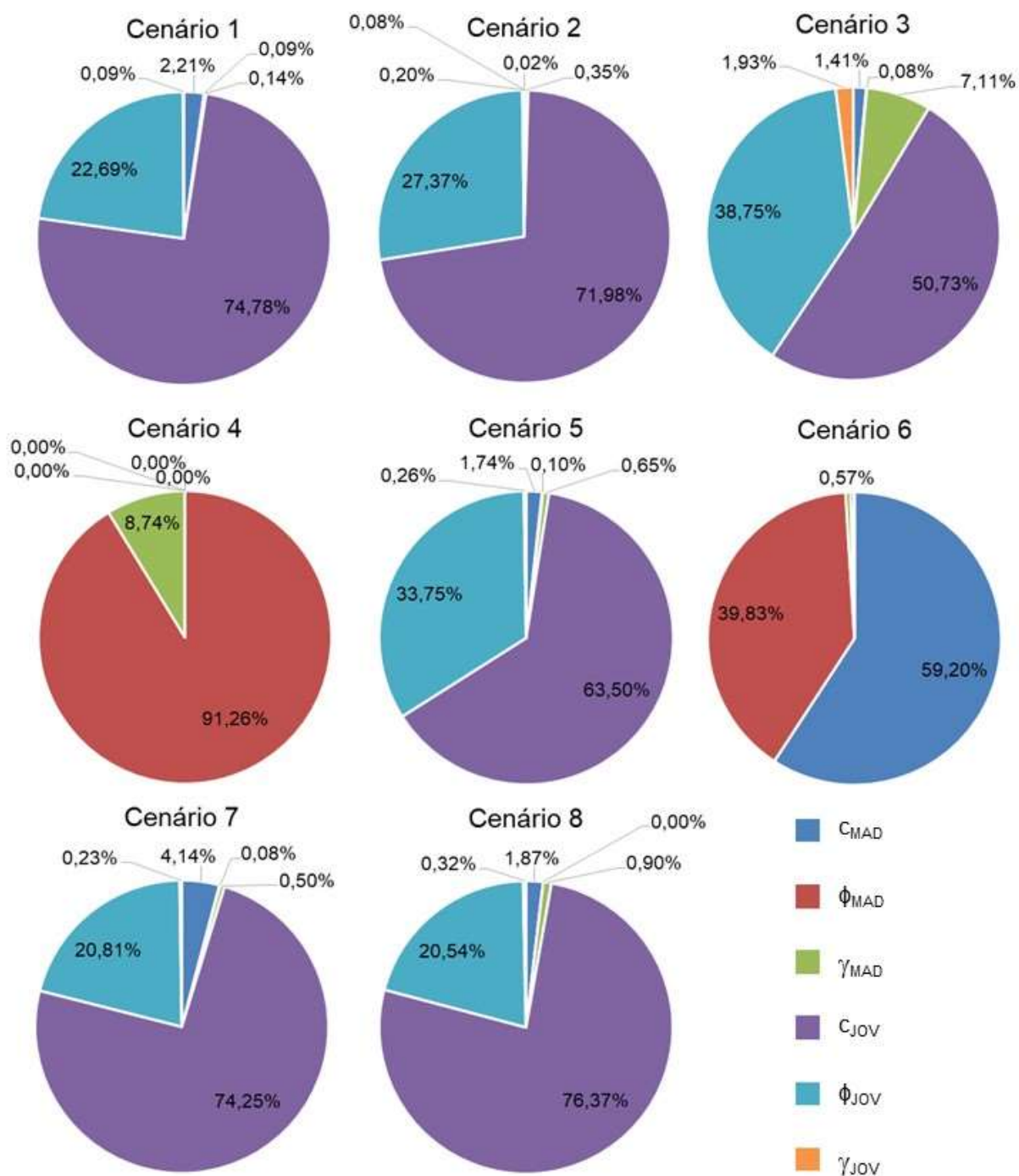
Na Figura 6.40, Figura 6.41 e Tabela 6.13 apresenta-se a influência de cada variável no valor da variância de FS para superfícies de ruptura não circulares.

Tabela 6.12 - Resultados dos cálculos pertinentes ao método FOSM considerando superfícies de ruptura não circulares.

Cenário	Solo	Coesão (kPa)			Ângulo de atrito (°)			Peso específico (kN/m³)			FS _{det}	FS (μ + δ)			V[FS]	β	P _f																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
		μ	σ	μ + δ	μ	σ	μ + δ	μ	σ	μ + δ		c	φ	γ																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				
		1	Maduro	39,00	15,60	42,90	32,70	3,27	35,97	14,49		0,43	15,94	1,98				1,99	1,99	1,94	0,087638	3,296879	0,05%																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
Jovem	37,00	14,80	40,70	32,61	3,26	35,87	16,06	0,48	17,67	2,04	2,12	1,95	2		Maduro	20,22	8,09	22,24	28,67	2,87				31,54	14,49	0,43	15,94	1,45	1,46	1,46	1,43	0,020006	3,209763	0,07%	Jovem	23,33	9,33	25,66	27,14	2,71	29,85	16,06	0,48	17,67	1,48	1,53	1,43	3	Maduro	116,8	3,568	128,48	38,6	0,962	42,46	15,23	0,46	16,75	2,11	2,13	2,12	2,06	0,002918	20,55003	0,00%	Jovem	34,8	2,195	38,28	32,8	0,645	36,08	15,44	0,46	16,98	2,17	2,28	2,09	4	Maduro	0,0	1,497	0,00	33,6	0,465	36,96	15,23	0,46	16,75	0,71	-	0,81	0,70	0,000202	-20,4101	100,00%	Jovem	12,9	1,905	14,19	30,5	0,637	33,55	15,44	0,46	16,98	0,71	0,71	0,71	5	Maduro	50,68	35,6	55,75	36,7	9,88	40,34	15,23	1,42	16,75	2,21	2,22	2,22	2,16	0,34401	2,064707	1,95%	Jovem	44,56	28,5	49,02	34,4	6,69	37,80	15,44	1,39	16,98	2,28	2,39	2,18	6	Maduro	12,88	12,2	14,17	29,1	6,07	31,98	15,23	1,42	16,75	1,36	1,39	1,48	1,33	0,16559	0,884672	18,82%	Jovem	16,82	10,2	18,50	31,5	4,41	34,67	15,44	1,39	16,98	1,36	1,35	1,36	7	Maduro	34,47	33,25	37,92	33,52	9,11	36,87	15,23	1,42	16,75	1,94	1,95	1,95	1,91	0,22475	1,991228	2,32%	Jovem	32,46	25,50	35,71	33,93	6,61	37,32	15,44	1,39	16,98	2,00	2,06	1,92	8	Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,92	0,36833	1,614769	5,32%	Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98	2,07	2,09	1,94	9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79	1,81	1,74	10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39
2	Maduro	20,22	8,09	22,24	28,67	2,87	31,54	14,49	0,43	15,94	1,45	1,46	1,46	1,43	0,020006	3,209763	0,07%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	23,33	9,33	25,66	27,14	2,71	29,85	16,06	0,48	17,67	1,48		1,53	1,43	3				Maduro	116,8	3,568	128,48	38,6	0,962	42,46	15,23	0,46	16,75	2,11	2,13	2,12	2,06	0,002918	20,55003	0,00%	Jovem	34,8	2,195	38,28	32,8	0,645	36,08	15,44	0,46	16,98	2,17	2,28	2,09	4	Maduro	0,0	1,497	0,00	33,6	0,465	36,96	15,23	0,46	16,75	0,71	-	0,81	0,70	0,000202	-20,4101	100,00%	Jovem	12,9	1,905	14,19	30,5	0,637	33,55	15,44	0,46	16,98	0,71	0,71	0,71	5	Maduro	50,68	35,6	55,75	36,7	9,88	40,34	15,23	1,42	16,75	2,21	2,22	2,22	2,16	0,34401	2,064707	1,95%	Jovem	44,56	28,5	49,02	34,4	6,69	37,80	15,44	1,39	16,98	2,28	2,39	2,18	6	Maduro	12,88	12,2	14,17	29,1	6,07	31,98	15,23	1,42	16,75	1,36	1,39	1,48	1,33	0,16559	0,884672	18,82%	Jovem	16,82	10,2	18,50	31,5	4,41	34,67	15,44	1,39	16,98	1,36	1,35	1,36	7	Maduro	34,47	33,25	37,92	33,52	9,11	36,87	15,23	1,42	16,75	1,94	1,95	1,95	1,91	0,22475	1,991228	2,32%	Jovem	32,46	25,50	35,71	33,93	6,61	37,32	15,44	1,39	16,98	2,00	2,06	1,92	8	Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,92	0,36833	1,614769	5,32%	Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98	2,07	2,09	1,94	9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79	1,81	1,74	10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																											
3	Maduro	116,8	3,568	128,48	38,6	0,962	42,46	15,23	0,46	16,75	2,11	2,13	2,12	2,06	0,002918	20,55003	0,00%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	34,8	2,195	38,28	32,8	0,645	36,08	15,44	0,46	16,98	2,17		2,28	2,09	4				Maduro	0,0	1,497	0,00	33,6	0,465	36,96	15,23	0,46	16,75	0,71	-	0,81	0,70	0,000202	-20,4101	100,00%	Jovem	12,9	1,905	14,19	30,5	0,637	33,55	15,44	0,46	16,98	0,71	0,71	0,71	5	Maduro	50,68	35,6	55,75	36,7	9,88	40,34	15,23	1,42	16,75	2,21	2,22	2,22	2,16	0,34401	2,064707	1,95%	Jovem	44,56	28,5	49,02	34,4	6,69	37,80	15,44	1,39	16,98	2,28	2,39	2,18	6	Maduro	12,88	12,2	14,17	29,1	6,07	31,98	15,23	1,42	16,75	1,36	1,39	1,48	1,33	0,16559	0,884672	18,82%	Jovem	16,82	10,2	18,50	31,5	4,41	34,67	15,44	1,39	16,98	1,36	1,35	1,36	7	Maduro	34,47	33,25	37,92	33,52	9,11	36,87	15,23	1,42	16,75	1,94	1,95	1,95	1,91	0,22475	1,991228	2,32%	Jovem	32,46	25,50	35,71	33,93	6,61	37,32	15,44	1,39	16,98	2,00	2,06	1,92	8	Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,92	0,36833	1,614769	5,32%	Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98	2,07	2,09	1,94	9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79	1,81	1,74	10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																																																										
4	Maduro	0,0	1,497	0,00	33,6	0,465	36,96	15,23	0,46	16,75	0,71	-	0,81	0,70	0,000202	-20,4101	100,00%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	12,9	1,905	14,19	30,5	0,637	33,55	15,44	0,46	16,98	0,71		0,71	0,71	5				Maduro	50,68	35,6	55,75	36,7	9,88	40,34	15,23	1,42	16,75	2,21	2,22	2,22	2,16	0,34401	2,064707	1,95%	Jovem	44,56	28,5	49,02	34,4	6,69	37,80	15,44	1,39	16,98	2,28	2,39	2,18	6	Maduro	12,88	12,2	14,17	29,1	6,07	31,98	15,23	1,42	16,75	1,36	1,39	1,48	1,33	0,16559	0,884672	18,82%	Jovem	16,82	10,2	18,50	31,5	4,41	34,67	15,44	1,39	16,98	1,36	1,35	1,36	7	Maduro	34,47	33,25	37,92	33,52	9,11	36,87	15,23	1,42	16,75	1,94	1,95	1,95	1,91	0,22475	1,991228	2,32%	Jovem	32,46	25,50	35,71	33,93	6,61	37,32	15,44	1,39	16,98	2,00	2,06	1,92	8	Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,92	0,36833	1,614769	5,32%	Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98	2,07	2,09	1,94	9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79	1,81	1,74	10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																																																																																									
5	Maduro	50,68	35,6	55,75	36,7	9,88	40,34	15,23	1,42	16,75	2,21	2,22	2,22	2,16	0,34401	2,064707	1,95%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	44,56	28,5	49,02	34,4	6,69	37,80	15,44	1,39	16,98	2,28		2,39	2,18	6				Maduro	12,88	12,2	14,17	29,1	6,07	31,98	15,23	1,42	16,75	1,36	1,39	1,48	1,33	0,16559	0,884672	18,82%	Jovem	16,82	10,2	18,50	31,5	4,41	34,67	15,44	1,39	16,98	1,36	1,35	1,36	7	Maduro	34,47	33,25	37,92	33,52	9,11	36,87	15,23	1,42	16,75	1,94	1,95	1,95	1,91	0,22475	1,991228	2,32%	Jovem	32,46	25,50	35,71	33,93	6,61	37,32	15,44	1,39	16,98	2,00	2,06	1,92	8	Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,92	0,36833	1,614769	5,32%	Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98	2,07	2,09	1,94	9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79	1,81	1,74	10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																																																																																																																								
6	Maduro	12,88	12,2	14,17	29,1	6,07	31,98	15,23	1,42	16,75	1,36	1,39	1,48	1,33	0,16559	0,884672	18,82%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	16,82	10,2	18,50	31,5	4,41	34,67	15,44	1,39	16,98	1,36		1,35	1,36	7				Maduro	34,47	33,25	37,92	33,52	9,11	36,87	15,23	1,42	16,75	1,94	1,95	1,95	1,91	0,22475	1,991228	2,32%	Jovem	32,46	25,50	35,71	33,93	6,61	37,32	15,44	1,39	16,98	2,00	2,06	1,92	8	Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,92	0,36833	1,614769	5,32%	Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98	2,07	2,09	1,94	9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79	1,81	1,74	10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																																																																																																																																																							
7	Maduro	34,47	33,25	37,92	33,52	9,11	36,87	15,23	1,42	16,75	1,94	1,95	1,95	1,91	0,22475	1,991228	2,32%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	32,46	25,50	35,71	33,93	6,61	37,32	15,44	1,39	16,98	2,00		2,06	1,92	8				Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,92	0,36833	1,614769	5,32%	Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98	2,07	2,09	1,94	9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79	1,81	1,74	10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																																																																																																																																																																																						
8	Maduro	48,00	39,87	52,80	28,50	6,08	31,35	15,23	1,42	16,75	1,98	1,99	1,98	1,92	0,36833	1,614769	5,32%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	54,97	33,51	60,47	25,92	6,54	28,51	15,44	1,39	16,98	2,07		2,09	1,94	9				Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%	Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79	1,81	1,74	10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																																																																																																																																																																																																																					
9	Maduro	26,01	22,59	28,61	31,85	6,90	35,04	15,23	1,42	16,75	1,76	1,78	1,78	1,73	0,0832	2,641688	0,41%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	29,70	20,13	32,67	31,78	4,28	34,96	15,44	1,39	16,98	1,79		1,81	1,74	10				Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%	Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99	2,10	1,91	11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																																																																																																																																																																																																																																																				
10	Maduro	34,99	35,74	38,49	35,77	8,71	39,35	15,23	1,42	16,75	1,93	1,94	1,94	1,90	0,27734	1,765948	3,87%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	32,14	21,61	35,35	33,66	7,30	37,03	15,44	1,39	16,98	1,99		2,10	1,91	11				Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%	Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76	1,86	1,70																																																																																																																																																																																																																																																																																			
11	Maduro	24,06	22,50	26,47	34,81	7,55	38,29	15,23	1,42	16,75	1,72	1,73	1,73	1,69	0,11894	2,081869	1,87%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Jovem	26,37	15,56	29,01	31,75	5,38	34,93	15,44	1,39	16,98	1,76		1,86	1,70																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					

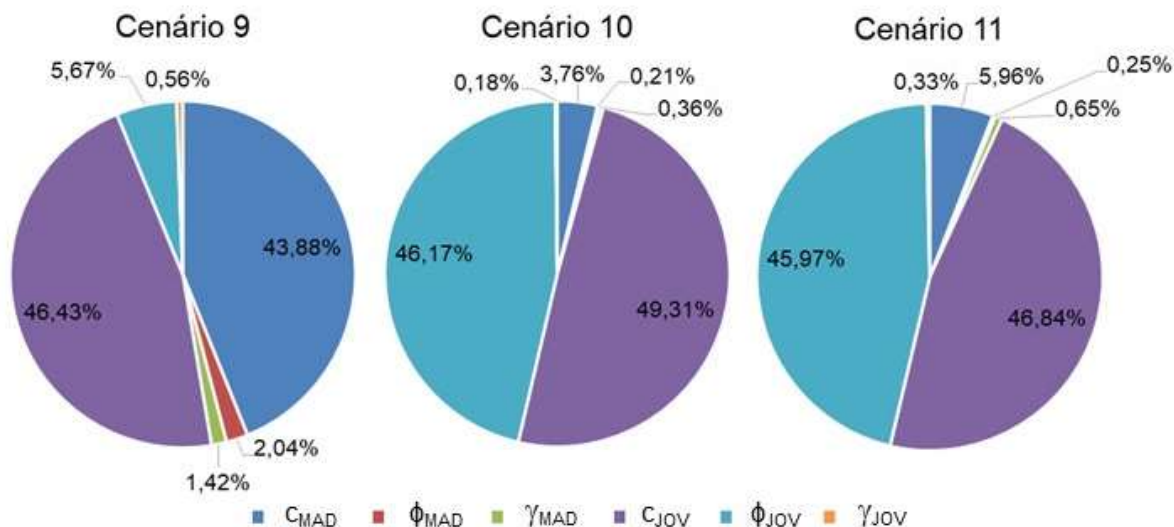
Fonte: A autora.

Figura 6.40 - Influência de cada variável no valor da variância de FS segundo o método FOSM para superfícies de ruptura não circulares (Cenários 1 a 8).



Fonte: A autora.

Figura 6.41 - Influência de cada variável no valor da variância de FS segundo o método FOSM para superfícies de ruptura não circulares (Cenários 9 a 11).



Fonte: A autora.

Tabela 6.13 - Influência de cada variável aleatória no valor da variância do fator de segurança segundo o método FOSM para superfícies de ruptura circulares.

Cenário	Influência na variância de FS					
	CMAD	φMAD	γMAD	CJOV	φJOV	γJOV
1	2,21%	0,09%	0,14%	74,78%	22,69%	0,09%
2	0,08%	0,02%	0,35%	71,98%	27,37%	0,20%
3	1,41%	0,08%	7,11%	50,73%	38,75%	1,93%
4	0,00%	91,26%	8,74%	0,00%	0,00%	0,00%
5	1,74%	0,10%	0,65%	63,50%	33,75%	0,26%
6	59,20%	39,83%	0,57%	0,36%	0,04%	0,00%
7	4,14%	0,08%	0,50%	74,25%	20,81%	0,23%
8	1,87%	0,00%	0,90%	76,37%	20,54%	0,32%
9	43,88%	2,04%	1,42%	46,43%	5,67%	0,56%
10	3,76%	0,21%	0,36%	49,31%	46,17%	0,18%
11	5,96%	0,25%	0,65%	46,84%	45,97%	0,33%

Fonte: A autora.

A partir da análise dos dados apresentados na Tabela 6.13, percebe-se que apenas no cenário 4 a influência dos parâmetros relativos ao solo residual jovem foi nula. Assim como no caso das superfícies de ruptura circular, esse resultado foi obtido em razão das superfícies de rupturas não interceptarem a camada de solo residual jovem em nenhuma das combinações estudadas.

Como já observado para análises considerando rupturas circulares, os pesos específicos dos materiais foram pouco influentes no cálculo da probabilidade de falha, exceto no cenário 3.

A Tabela 6.14 apresenta um resumo das probabilidades de ruptura obtidas nos cenários, para superfícies de ruptura circulares e não circulares, conforme o método FOSM.

Tabela 6.14 - Resumo dos resultados de FS e P_f obtidos no método FOSM.

Cenário	FS determinístico		Probabilidade de falha	
	Superfícies de ruptura		Superfícies de ruptura	
	Circulares	Não circulares	Circulares	Não circulares
1	2,02	1,98	0,03%	0,05%
2	1,48	1,45	0,07%	0,07%
3	2,28	2,11	0,00%	0,00%
4	0,76	0,71	100,00%	100,00%
5	2,28	2,21	1,80%	1,95%
6	1,30	1,36	26,62%	18,82%
7	1,99	1,94	1,93%	2,32%
8	2,05	1,98	1,69%	5,32%
9	1,79	1,76	1,24%	0,41%
10	1,98	1,93	3,21%	3,87%
11	1,75	1,72	1,79%	1,87%

Fonte: A autora.

Ao analisar os resultados apresentados na Tabela 6.14, pode-se observar que ao considerar superfícies de ruptura não circulares foram obtidos fatores de segurança determinísticos pouco inferiores em relação às superfícies circulares, exceto no cenário 6.

A probabilidade de ruptura, por sua vez, tendeu a ser igual ou maior no caso das superfícies analisadas serem não circulares. Exceção é feita para o cenário 9 que apresentou um valor de P_f maior quando consideradas superfícies circulares. Isso aconteceu, pois, nesse caso, os valores de FS foram mais sensíveis à variação dos parâmetros, principalmente da coesão, gerando valores maiores para as derivadas parciais e, conseqüentemente, maiores probabilidades de falha.

6.3.3 Método das Estimativas Pontuais

Na aplicação no método das Estimativas Pontuais foram consideradas apenas as variáveis que apresentaram maior influência no cálculo de P_f , conforme o método FOSM. No cenário 4 foi observado que, considerando superfícies de ruptura circulares, apenas o ângulo de atrito do solo residual maduro teve impacto no valor de β e P_f . Porém, para rupturas não circulares, o peso específico do solo residual maduro também interferiu na probabilidade de falha. Logo, nesse cenário, as variáveis aleatórias admitidas foram diferentes. Nas demais análises, adotaram-se as mesmas variáveis.

No cenário 10, o cálculo de $(\mu - \sigma)$ resultou em um valor negativo para a coesão do solo residual maduro. Sabendo que no contexto de análises de estabilidade de taludes não se admite valores desse parâmetro menores que zero, adotou-se $c = 0$.

Na Tabela 6.15 à Tabela 6.26 são apresentadas as variáveis que foram utilizados nas análises com seus respectivos valores de média (μ) e desvio padrão (σ). Apresentam-se também os fatores de segurança gerados pelas combinações destes valores em cada análise de estabilidade realizada (superfícies de ruptura circulares e não circulares) e os valores de β e P_f encontrados nos cenários.

Tabela 6.15 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 1.

Cenário 1									
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	☐+☐☐ ☐-☐☐
		FS	FS ²	FS	FS ²				
1	FS----	1,56	2,45	1,54	2,37	C _{MAD}	39,00	15,60	54,60 23,40
2	FS+---	1,68	2,83	1,62	2,61	C _{JOV}	37,00	14,80	51,80 22,20
3	FS+--	1,58	2,50	1,54	2,38	ϕ _{MAD}	32,70	3,27	35,97 29,43
4	FS--+-	1,72	2,95	1,67	2,80	ϕ _{JOV}	32,61	3,26	35,87 29,35
5	FS---+	1,72	2,95	1,67	2,79				
6	FS++--	1,69	2,87	1,62	2,63				
7	FS+++-	2,21	4,87	2,12	4,48				
8	FS+++-	2,19	4,81	2,11	4,45				
9	FS-++-	2,00	3,99	1,97	3,89				
10	FS+--+	1,98	3,94	1,92	3,68				
11	FS-+-+	1,88	3,52	1,84	3,39				
12	FS++++	1,99	3,98	1,93	3,72				
13	FS--++	1,72	2,95	1,67	2,80				
14	FS+-++	2,43	5,91	2,37	5,60				
15	FS-+++	2,00	3,99	1,97	3,90				
16	FS++++	2,51	6,29	2,43	5,89				
Média		1,93	3,80	1,87	3,59				
Variância		0,0786		0,0726					
β		3,313		3,246					
P_f		0,046%		0,059%					

Fonte: A autora.

Tabela 6.16 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 2.

Cenário 2										
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	☐+☐☐	☐-☐☐
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS----	1,17	1,37	1,15	1,33	C_{MAD}	20,22	8,09	28,31	12,13
2	FS+---	1,23	1,52	1,20	1,44	C_{JOV}	23,33	9,33	32,66	14,00
3	FS+--	1,18	1,40	1,16	1,35	Φ_{MAD}	28,67	2,87	31,54	25,80
4	FS-+-	1,19	1,41	1,22	1,49	Φ_{JOV}	27,14	2,71	29,85	24,43
5	FS---+	1,19	1,41	1,22	1,50					
6	FS++-	1,25	1,55	1,21	1,46					
7	FS+++-	1,57	2,46	1,52	2,32					
8	FS+-+	1,55	2,41	1,51	2,29					
9	FS-+-	1,38	1,89	1,47	2,16					
10	FS+--+	1,46	2,12	1,42	2,02					
11	FS-+-+	1,37	1,89	1,38	1,91					
12	FS++++	1,47	2,16	1,43	2,05					
13	FS--++	1,19	1,41	1,22	1,49					
14	FS+---+	1,71	2,92	1,66	2,74					
15	FS-+++	1,37	1,89	1,46	2,14					
16	FS++++	1,79	3,19	1,75	3,06					
Média		1,38	1,94	1,37	1,92					
Variância		0,0367		0,0316						
β		1,976		2,107						
P_f		2,411%		1,754%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.17 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 3.

Cenário 3										
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	$\mu + \sigma$	$\mu - \sigma$
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS---	2,20	4,85	2,05	4,21	C_{MAD}	116,80	3,57	120,37	113,23
2	FS+---	2,23	4,96	2,07	4,26	C_{JOV}	34,80	2,19	36,99	32,61
3	FS-+-	2,16	4,68	2,02	4,09	γ_{MAD}	15,23	0,46	15,69	14,77
4	FS--+-	2,28	5,20	2,13	4,54	ϕ_{JOV}	32,80	0,64	33,44	32,16
5	FS---+	2,26	5,12	2,12	4,47					
6	FS++--	2,19	4,78	2,04	4,14					
7	FS+++--	2,26	5,11	2,11	4,44					
8	FS+-+-	2,30	5,31	2,14	4,58					
9	FS-+-	2,24	5,01	2,09	4,38					
10	FS+--+	2,29	5,23	2,13	4,52					
11	FS-++	2,22	4,95	2,09	4,36					
12	FS++-+	2,25	5,05	2,10	4,40					
13	FS--++	2,34	5,48	2,19	4,79					
14	FS+---	2,36	5,59	2,20	4,86					
15	FS-+++	2,30	5,28	2,16	4,65					
16	FS++++	2,32	5,39	2,17	4,71					
Média		2,26	5,12	2,11	4,46					
Variância		0,0029		0,0026						
β		23,425		21,662						
P_f		0,000%		0,000%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.18 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 4, considerando superfícies de ruptura circulares.

Cenário 4								
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	$\mu + \sigma$	$\mu - \sigma$
		FS	FS ²					
1	FS-	0,74	0,55	ϕ_{MAD}	33,60	0,47	34,07	33,13
2	FS+	0,77	0,59					
Média		0,76	0,57					
Variância		0,0002						
β		-17,500						
P_f		100,000%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.19 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 4, considerando superfícies de ruptura não circulares.

Cenário 4								
Análise	Fator de segurança	Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	Φ_{+}	Φ_{-}
		FS	FS ²					
1	FS--	0,70	0,49	Φ_{MAD}	33,60	0,47	34,07	33,13
2	FS++	0,72	0,52	Φ_{MAD}	15,2	0,457	15,69	14,77
3	FS-+	0,73	0,54					
4	FS+-	0,69	0,48					
	Média	0,71	0,51					
	Variância	0,0003						
	β	-17,454						
	P_f	100,000%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.20 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 5.

Cenário 5										
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	Φ_{+}	Φ_{-}
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS---	1,31	1,71	1,30	1,68	C_{MAD}	50,68	35,61	86,29	15,07
2	FS+---	1,59	2,53	1,49	2,21	C_{JOV}	44,56	28,53	73,09	16,03
3	FS-+-	1,40	1,95	1,37	1,87	Φ_{MAD}	36,67	9,88	46,55	26,79
4	FS--+	1,31	1,71	1,32	1,75	Φ_{JOV}	34,36	6,69	41,05	27,67
5	FS---+	1,31	1,71	1,32	1,74					
6	FS++--	1,62	2,64	1,51	2,29					
7	FS+++-	2,62	6,84	2,46	6,04					
8	FS+-+-	2,58	6,64	2,43	5,90					
9	FS+++-	2,05	4,19	1,97	3,87					
10	FS+--+	2,26	5,09	2,16	4,68					
11	FS-++	2,04	4,17	2,01	4,02					
12	FS+++	2,29	5,23	2,19	4,80					
13	FS--+	1,31	1,71	1,32	1,75					
14	FS+++	3,10	9,63	2,98	8,86					
15	FS++++	2,05	4,19	1,97	3,86					
16	FS++++	3,26	10,65	3,14	9,84					
	Média	2,01	4,41	1,93	4,07					
	Variância	0,3915		0,3382						
	β	1,607		1,604						
	P_f	5,404%		5,439%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.21 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 6.

Cenário 6										
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	$\mu + \sigma$	$\mu - \sigma$
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS---	0,53	0,28	0,50	0,25	C_{MAD}	12,88	12,22	25,10	0,66
2	FS+---	1,20	1,43	1,16	1,35	C_{JOV}	16,82	10,24	27,06	6,58
3	FS-+-	0,84	0,71	0,80	0,64	Φ_{MAD}	29,07	6,07	35,14	23,00
4	FS--+-	0,53	0,28	0,50	0,25	Φ_{JOV}	31,52	4,41	35,93	27,11
5	FS---+	0,53	0,28	0,50	0,25					
6	FS++--	1,22	1,49	1,18	1,40					
7	FS+++--	1,57	2,46	1,53	2,34					
8	FS+-+-	1,47	2,17	1,43	2,04					
9	FS-+-	0,84	0,71	0,79	0,63					
10	FS+--+	1,43	2,04	1,39	1,93					
11	FS-+-	0,84	0,71	0,79	0,63					
12	FS++-+	1,61	2,60	1,57	2,47					
13	FS--++	0,53	0,28	0,50	0,25					
14	FS+---	1,47	2,16	1,42	2,02					
15	FS-+++	0,61	0,37	0,79	0,63					
16	FS++++	1,94	3,76	1,90	3,62					
Média		1,07	1,36	1,05	1,29					
Variância		0,2087		0,1958						
β		0,157		0,109						
P_f		43,749%		45,670%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.22 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 7.

		Cenário 7								
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	Φ_{+}	Φ_{-}
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS---	0,60	0,36	0,56	0,32	C_{MAD}	34,47	33,25	67,72	1,22
2	FS+---	1,36	1,84	1,28	1,64	C_{JOV}	32,46	25,50	57,96	6,96
3	FS-+-	1,13	1,27	1,15	1,32	Φ_{MAD}	33,52	9,11	42,63	24,41
4	FS--+	0,60	0,36	0,56	0,32	Φ_{JOV}	33,93	6,61	40,54	27,32
5	FS---+	0,60	0,36	0,56	0,32					
6	FS++-	1,39	1,92	1,30	1,70					
7	FS+++-	2,27	5,14	2,15	4,63					
8	FS+-+	2,23	4,98	2,13	4,52					
9	FS-+-	1,13	1,27	1,07	1,13					
10	FS+--+	2,00	4,01	1,92	3,69					
11	FS-+-	1,13	1,27	1,07	1,13					
12	FS++-	2,03	4,12	1,96	3,83					
13	FS--+	0,60	0,36	0,56	0,32					
14	FS+++	2,67	7,15	2,53	6,42					
15	FS+++	1,13	1,27	1,07	1,13					
16	FS++++	2,90	8,41	2,81	7,90					
Média		1,48	2,76	1,42	2,52					
Variância		0,5527		0,5099						
β		0,651		0,585						
P_f		25,749%		27,933%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.23 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 8.

Cenário 8										
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	$\mu + \sigma$	$\mu - \sigma$
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS----	0,91	0,83	0,87	0,75	C_{MAD}	48,00	39,87	87,87	8,13
2	FS+---	1,36	1,84	1,24	1,53	C_{JOV}	54,97	33,51	88,48	21,46
3	FS-+-	1,10	1,20	1,10	1,20	Φ_{MAD}	28,50	6,08	34,58	22,42
4	FS--+	0,91	0,83	0,87	0,75	Φ_{JOV}	25,92	6,54	32,46	19,38
5	FS---+	0,91	0,83	0,87	0,75					
6	FS++-	1,37	1,87	1,25	1,55					
7	FS+++-	2,53	6,41	2,35	5,51					
8	FS+-+	2,51	6,31	2,34	5,46					
9	FS-+-	1,24	1,53	1,20	1,44					
10	FS+--+	1,90	3,61	1,80	3,25					
11	FS-+-	1,24	1,53	1,20	1,44					
12	FS++-	1,91	3,66	1,81	3,28					
13	FS--+	0,91	0,83	0,87	0,75					
14	FS+++	2,94	8,62	2,83	8,03					
15	FS+++	1,24	1,54	1,20	1,44					
16	FS++++	3,07	9,39	2,91	8,48					
Média		1,63	3,18	1,54	2,85					
Variância		0,5284		0,4697						
β		0,864		0,793						
P_f		19,390%		21,389%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.24 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 9.

Cenário 9										
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	$\mu + \sigma$	$\mu - \sigma$
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS----	0,74	0,54	0,70	0,49	C_{MAD}	26,01	22,59	48,60	3,42
2	FS+---	1,35	1,82	1,30	1,68	C_{JOV}	29,70	20,13	49,83	9,57
3	FS-+-	1,14	1,29	1,20	1,43	Φ_{MAD}	31,85	6,90	38,75	24,95
4	FS--+	0,74	0,54	0,70	0,49	Φ_{JOV}	31,78	4,28	36,06	27,50
5	FS---+	0,74	0,54	0,70	0,49					
6	FS++-	1,37	1,87	1,31	1,72					
7	FS+++-	2,06	4,24	1,98	3,91					
8	FS+-+	2,00	4,00	1,96	3,83					
9	FS-+-	1,14	1,29	1,07	1,15					
10	FS+--+	1,74	3,03	1,69	2,85					
11	FS-+-	1,14	1,29	1,07	1,15					
12	FS++-	1,76	3,10	1,70	2,90					
13	FS--+	0,74	0,54	0,70	0,49					
14	FS+++	2,18	4,75	2,08	4,32					
15	FS++++	1,14	1,29	1,06	1,12					
16	FS++++	2,45	5,99	2,38	5,66					
Média		1,40	2,26	1,35	2,11					
Variância		0,2992		0,2835						
β		0,731		0,657						
P_f		23,244%		25,549%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.25 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 10.

Cenário 10										
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	$\mu + \sigma$	$\mu - \sigma$
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS----	0,58	0,34	0,55	0,31	C_{MAD}	34,99	35,74	70,73	-0,75
2	FS+---	1,39	1,93	1,31	1,72	C_{JOV}	32,14	21,61	53,75	10,53
3	FS-+-	1,12	1,24	1,18	1,39	Φ_{MAD}	35,77	8,71	44,48	27,06
4	FS--+	0,58	0,34	0,55	0,31	Φ_{JOV}	33,66	7,30	40,96	26,36
5	FS---+	0,58	0,34	0,55	0,31					
6	FS++-	1,42	2,02	1,33	1,78					
7	FS+++-	2,17	4,71	2,05	4,21					
8	FS+-+	2,14	4,56	2,03	4,10					
9	FS-++-	1,12	1,24	1,05	1,11					
10	FS+--+	2,10	4,42	2,03	4,10					
11	FS-+++	1,12	1,24	1,05	1,11					
12	FS++-+	2,13	4,54	2,05	4,20					
13	FS--++	0,58	0,34	0,55	0,31					
14	FS+---+	2,74	7,50	2,61	6,82					
15	FS-+++	1,12	1,24	1,05	1,11					
16	FS++++	2,87	8,23	2,78	7,71					
Média		1,48	2,76	1,42	2,54					
Variância		0,5635		0,5173						
β		0,644		0,585						
P_f		25,965%		27,934%						

Fonte: A autora.

Tabela 6.26 - Resultados dos cálculos do método de Estimativas Pontuais para o Cenário 11.

Cenário 11										
Análise	Fator de segurança	Ruptura circular		Ruptura não circular		Variável	Média (μ)	Desvio padrão (σ)	$\mu + \sigma$	$\mu - \sigma$
		FS	FS ²	FS	FS ²					
1	FS---	0,69	0,47	0,65	0,42	C_{MAD}	24,06	22,50	46,56	1,56
2	FS+---	1,32	1,74	1,27	1,61	C_{JOV}	26,37	15,56	41,93	10,81
3	FS-+-	1,14	1,30	1,18	1,39	Φ_{MAD}	34,81	7,55	42,36	27,26
4	FS--+-	0,69	0,47	0,65	0,42	Φ_{JOV}	31,75	5,38	37,13	26,37
5	FS---+	0,69	0,47	0,65	0,42					
6	FS++--	1,34	1,80	1,29	1,65					
7	FS+++--	1,88	3,55	1,80	3,25					
8	FS+-+-	1,85	3,42	1,78	3,18					
9	FS-+-	1,14	1,30	1,08	1,16					
10	FS+--+	1,81	3,28	1,76	3,09					
11	FS-++	1,14	1,30	1,08	1,16					
12	FS++-+	1,84	3,38	1,79	3,20					
13	FS--++	0,69	0,47	0,65	0,42					
14	FS+---	2,22	4,93	2,14	4,57					
15	FS++++	1,14	1,30	1,08	1,16					
16	FS+++++	2,37	5,63	2,31	5,32					
Média		1,37	2,18	1,32	2,03					
Variância		0,2946		0,2810						
β		0,685		0,606						
P_f		24,663%		27,234%						

Fonte: A autora.

A Tabela 6.27 sintetiza os resultados obtidos pelo método das Estimativas Pontuais para as probabilidades de ruptura, considerando rupturas circulares e não circulares.

Tabela 6.27 - Resumo dos resultados de probabilidade de falha obtidos pelo método das Estimativas Pontuais.

Cenário	Probabilidade de falha	
	Superfícies de ruptura circulares	Superfícies de ruptura não circulares
1	0,046%	0,059%
2	2,411%	1,754%
3	0,000%	0,000%
4	100,000%	100,000%
5	5,404%	5,439%
6	43,749%	45,670%
7	25,749%	27,933%
8	19,390%	21,389%
9	23,244%	25,549%
10	25,965%	27,934%
11	24,663%	27,234%

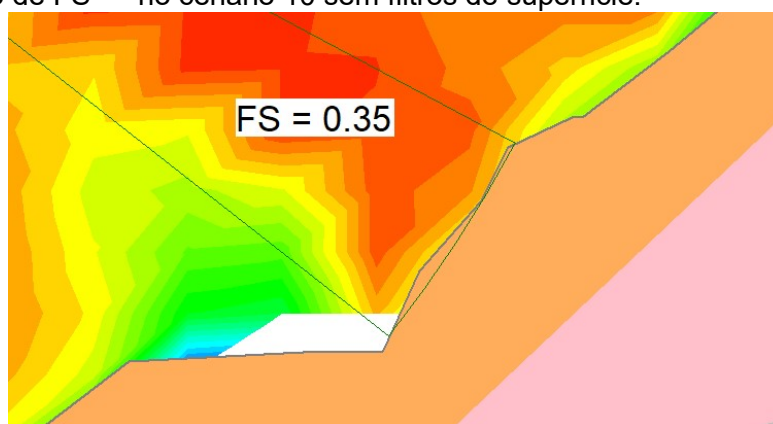
Fonte: A autora.

Analisando os resultados apresentados na Tabela 6.27, percebe-se que as análises nas quais se investigou superfícies de ruptura não circulares foram obtidas probabilidades de falha ligeiramente superiores, com exceção do cenário 2.

Em alguns cenários estudados foram observados valores de coesão muito baixos. É sabido que nos casos em que o solo apresenta um intercepto coesivo nulo ou muito próximo de zero, sua resistência ao cisalhamento é determinada, basicamente, pelo atrito entre os grãos. Logo, quando o ângulo de inclinação do talude se aproxima do valor de ϕ , é comum que a resposta dada pelos softwares de análise de estabilidade seja uma superfície de ruptura que mobilize uma massa muito pequena e com um fator de segurança baixo. A Figura 6.42 ilustra um exemplo desse tipo de resultado.

Conhecendo esse comportamento da análise, nos cenários 6, 7, 10 e 11, realizaram-se novas análises de estabilidade para superfícies de ruptura circulares sem as configurações apresentadas na Figura 5.4, a fim de avaliar o impacto nos resultados de Pf. A Tabela 6.28 apresenta a comparação entre as probabilidades de falha resultantes das análises realizadas com e sem o filtro de peso das superfícies.

Figura 6.42 - Exemplo de superfície de ruptura obtida nos casos de coesão nula ou próxima de zero: Cálculo de FS---- no cenário 10 sem filtros de superfície.



Fonte: A autora.

Tabela 6.28 - Comparação entre as análises realizadas com e sem os filtros de peso das superfícies de ruptura circulares.

Cenário	Probabilidade de falha	
	Com limites mínimos de altura, elevação e peso para as superfícies	Sem limites mínimos de altura, elevação e peso para as superfícies
6	43,7%	50,1%
7	25,7%	31,2%
9	23,2%	26,0%
10	26,0%	38,6%
11	24,7%	31,5%

Fonte: A autora.

Percebe-se que esse critério produziu uma diferença nos resultados, reduzindo o valor de P_f até aproximadamente 12%, como no cenário 10. Logo, quando aplicado esse método, é interessante que o projetista esteja atento às superfícies de ruptura determinadas nas simulações quanto à sua relevância na análise de risco. É importante estar claro para aquele que utiliza o método qual a dimensão dos movimentos de massa que ele espera quantificar no cálculo da probabilidade de ruptura, de modo que esse valor esteja alinhado com os objetivos do estudo.

6.3.4 Simulação de Monte Carlo

Na Tabela 6.29 apresentam-se as distribuições de probabilidade adotadas para as variáveis aleatórias de cada cenário, conforme a interpretação dos histogramas apresentados no item 6.2.1. Nos cenários em que não foi realizado esse tratamento da amostra (cenários 1 a 4), admitiu-se uma distribuição log-normal para coesão e normal para ângulo de atrito e peso específico.

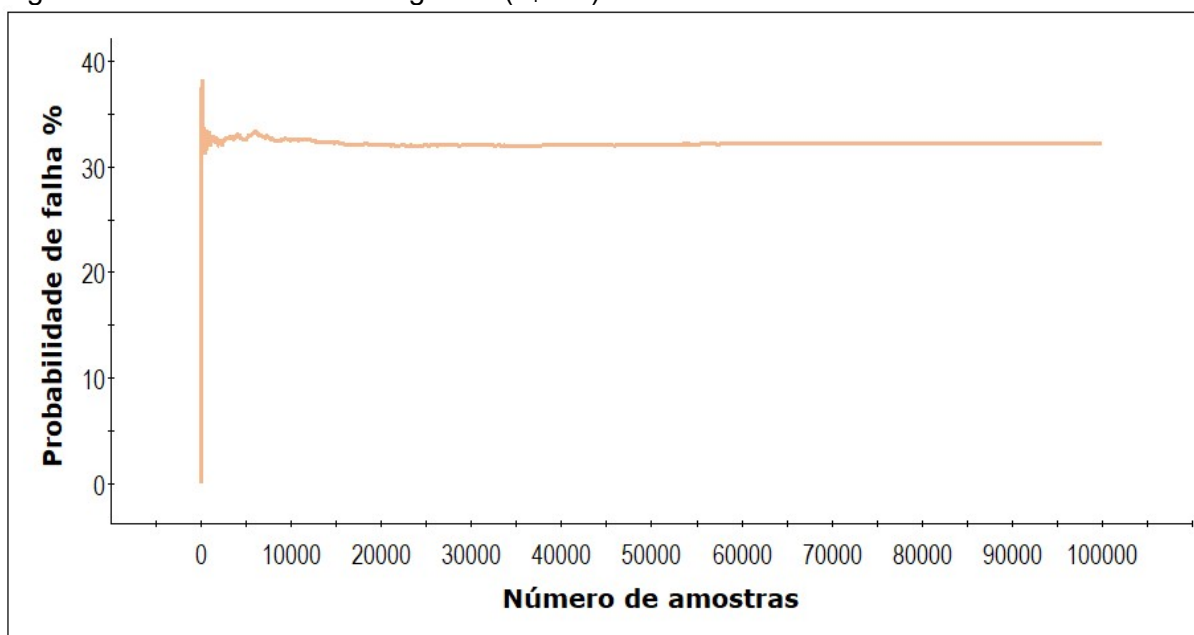
O número de amostras geradas para a análise foi avaliado a partir do gráfico de convergência fornecido pelo software. A Figura 6.43 apresenta o gráfico $P_f \times N$ para o cenário 6, com formato semelhante ao dos demais cenários, evidenciando que a quantidade de amostras estimada foi suficiente para atingir um valor de probabilidade de falha estável.

Tabela 6.29 - Distribuições de probabilidade adotadas para as variáveis na Simulação de Monte Carlo.

Cenário	Distribuição de probabilidade adotada					
	Coesão		Ângulo de atrito		Peso específico	
	Maduro	Jovem	Maduro	Jovem	Maduro	Jovem
1	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Normal	-	-
2	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Normal	-	-
3	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Normal	Normal	-
4	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Normal	-	-
5	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Log-Normal	-	-
6	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Log-Normal	-	-
7	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Log-Normal	-	-
8	Log-Normal	Normal	Normal	Normal	-	-
9	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Normal	-	-
10	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Log-Normal	-	-
11	Log-Normal	Log-Normal	Normal	Normal	-	-

Fonte: A autora.

Figura 6.43 - Gráfico de convergência ($P_f \times N$).



Fonte: A autora.

Na Figura 6.44 e Figura 6.45 exemplificam-se resultados obtidos pelo método da Simulação de Monte Carlo do cenário 8, considerando o tipo de análise *Overall Slope* (análise do talude global) para superfícies de ruptura circulares e não circulares, respectivamente. Observa-se que o programa produz os resultados probabilísticos referentes à análise do talude global (canto superior esquerdo) e à superfície crítica determinística (próximo à superfície de ruptura).

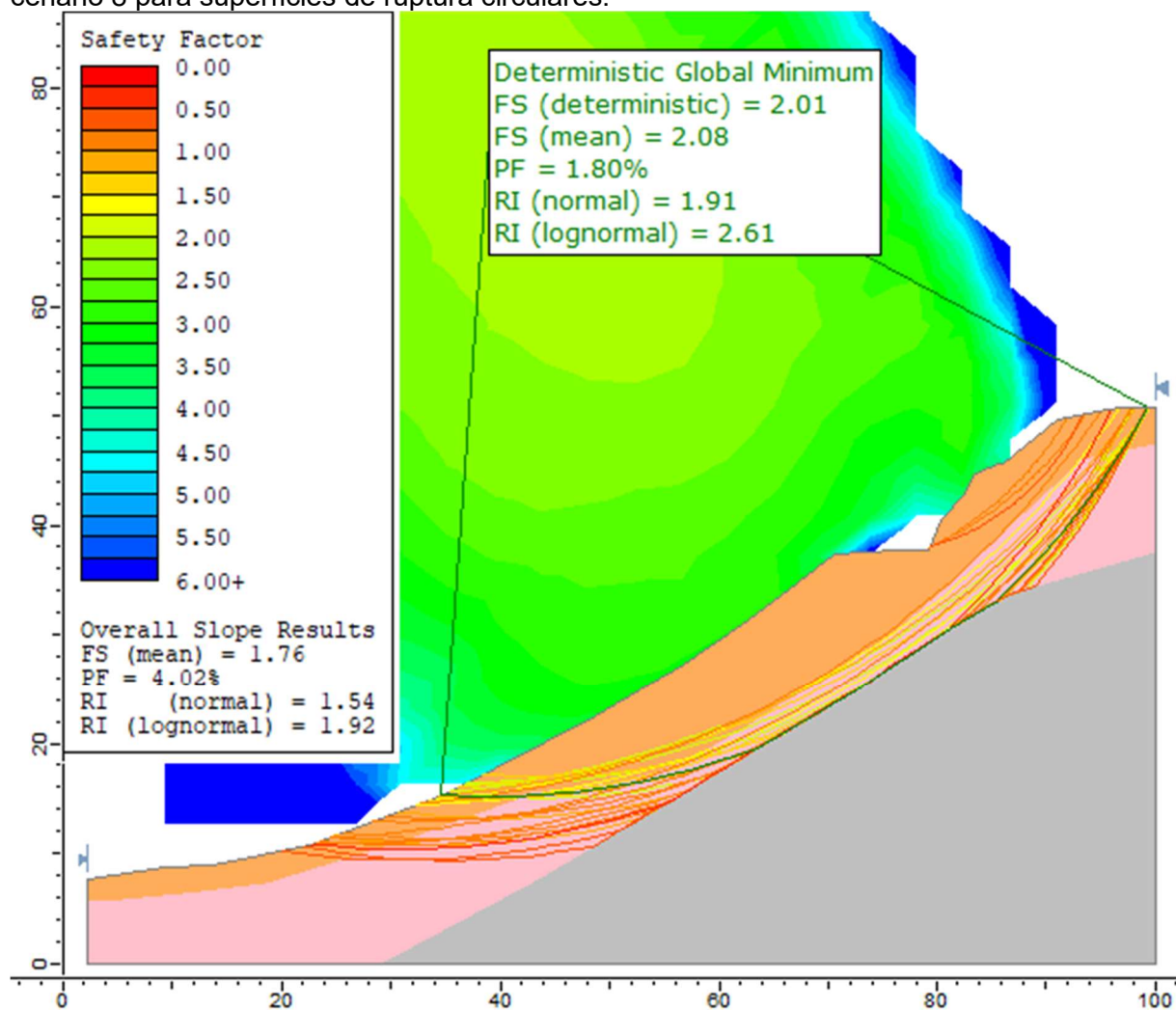
Para o estudo de superfícies de ruptura não circulares foi utilizado o método “*Auto Refine Search*”, sendo selecionada a opção de otimização de superfícies (“*Optimize Surfaces*”). A associação dessas metodologias gera uma técnica de pesquisa muito poderosa, que permite procurar superfícies de deslizamento com menores fatores de segurança.

No entanto, caso essas opções sejam selecionadas, não é possível obter a probabilidade de falha para a superfície crítica determinística a partir do tipo de análise *Overall Slope*. Isso ocorre porque a superfície de ruptura otimizada muda sempre que a análise é executada para um novo conjunto de dados de entrada e, para se calcular a probabilidade de falha de uma determinada superfície, é necessário que as superfícies investigadas sejam as mesmas para cada iteração da pesquisa. Logo,

também foi utilizado o método *Global Minimum* nas análises não circulares para se conhecer a probabilidade de falha da superfície crítica determinística.

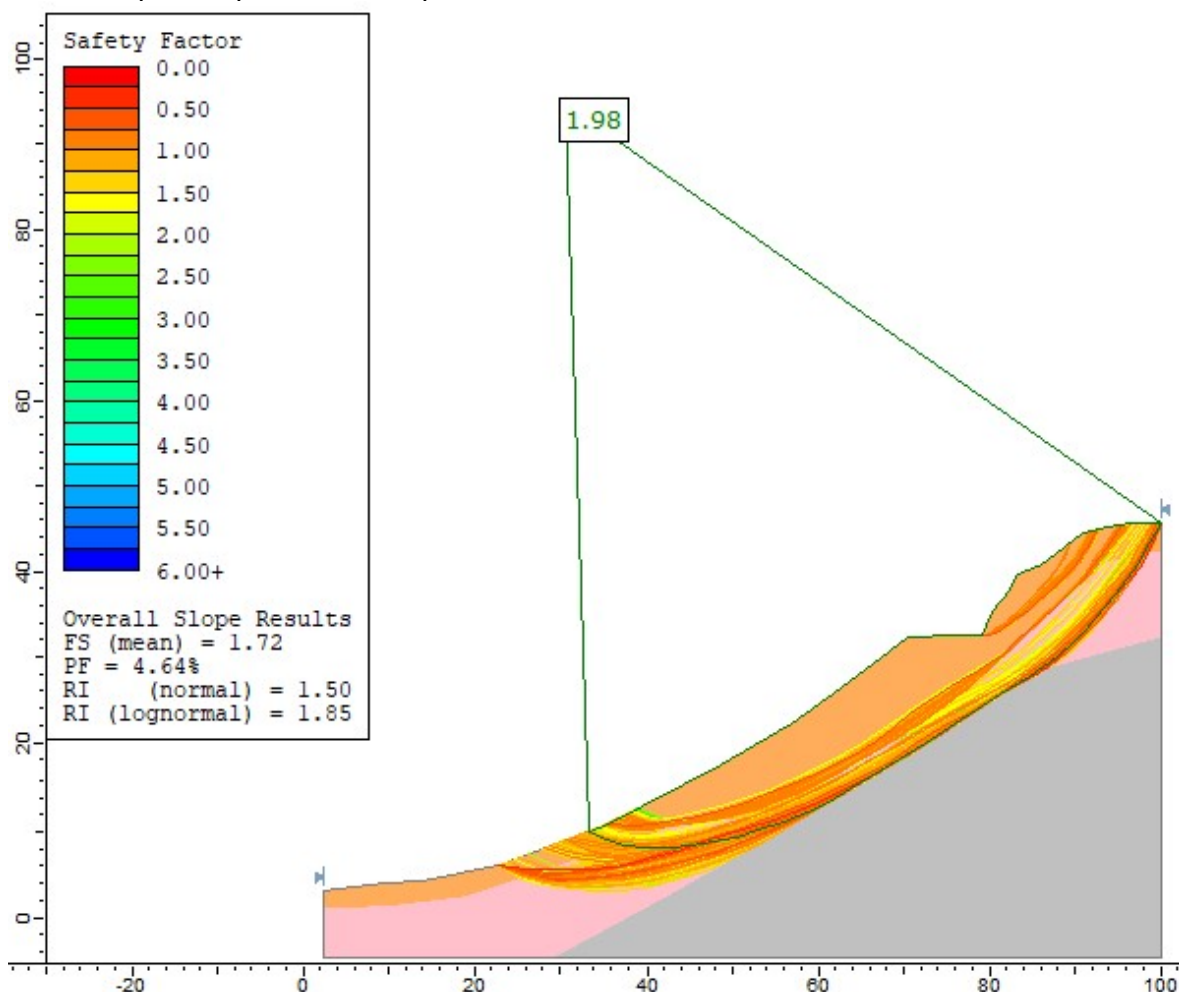
A Tabela 6.30 compila os resultados obtidos em todos os cenários.

Figura 6.44 - Resultado da análise probabilística a partir da simulação de Monte Carlo no cenário 8 para superfícies de ruptura circulares.



Fonte: A autora.

Figura 6.45 - Resultado da análise probabilística a partir da simulação de Monte Carlo no cenário 8 para superfícies de ruptura circulares.



Fonte: A autora.

Tabela 6.30 - Resumo dos resultados obtidos a partir da Simulação de Monte Carlo.

Cenário	Fator de segurança				Probabilidade de ruptura			
	Médio global		Determinístico		Talude global		Superfície crítica determinística	
	Circular	Não circular	Circular	Não circular	Circular	Não circular	Circular	Não circular
1	1,92	1,88	2,00	1,98	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
2	1,38	1,37	1,46	1,45	0,63%	1,00%	0,09%	0,14%
3	2,19	2,11	2,19	2,11	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
4	0,76	0,72	0,76	0,71	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
5	2,03	1,99	2,23	2,21	0,55%	0,64%	0,01%	0,01%
6	1,15	1,12	1,24	1,36	32,24%	36,25%	28,24%	15,12%
7	1,65	1,62	1,95	1,94	5,37%	6,20%	0,15%	0,22%
8	1,76	1,72	1,98	1,98	4,02%	4,64%	1,80%	2,09%
9	1,51	1,48	1,79	1,76	6,64%	7,93%	0,10%	0,04%
10	1,67	1,64	1,96	1,93	4,76%	5,74%	0,27%	0,33%
11	1,50	1,48	1,74	1,72	6,40%	7,77%	0,41%	0,55%

Fonte: A autora.

Analisando-se a Tabela 6.30, observa-se que o talude de uma forma global apresenta probabilidades de ruptura superiores e fatores de segurança inferiores em relação à superfície determinística crítica. Esse resultado é previsto, pois na análise *Overall Slope* analisam-se todas as superfícies mínimas globais identificadas, levando em consideração a possibilidade de falha ao longo de toda a superfície da encosta. Assim como nos demais métodos, percebe-se que, em geral, as análises que consideraram superfícies de ruptura não circulares foram obtidas probabilidades de falha ligeiramente superiores e FS superiores.

Na maior parte dos cenários, a análise resultou em dois grupos de superfícies globais mínimas, à exceção dos cenários 3 e 4, que apresentaram apenas superfícies correspondentes à superfície determinística crítica. O primeiro grupo engloba as superfícies que interceptaram as camadas dos dois solos, atingindo em alguns casos o topo rochoso, o que acarretaria em uma ruptura global da encosta. O outro grupo abrange as superfícies que interceptaram apenas a camada de solo residual maduro, na porção superior do talude.

6.3.5 Comparações entre os métodos e discussões gerais

A Tabela 6.31 apresenta os valores de probabilidade de ruptura obtidos para todos os cenários e a seguir são apresentadas as discussões a respeito dos resultados encontrados.

Tabela 6.31 - Resumo dos resultados de probabilidade de ruptura de todos os métodos probabilísticos aplicados.

Cenário	Descrição	Tipo de ensaio	Condição de ensaio	FOSM		Estimativas Pontuais		Monte Carlo (Talude global)		Monte Carlo (Superfície determinística)	
				Circular	Não circular	Circular	Não circular	Circular	Não circular	Circular	Não circular
1	Dados de Coêlho et al. (2017) e coeficientes de variação da literatura	CIS	Natural	0,03%	0,05%	0,05%	0,06%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
2	Dados de Coêlho et al. (2017) e coeficientes de variação da literatura	CIS	Saturado	0,07%	0,07%	2,41%	1,75%	0,63%	1,00%	0,09%	0,14%
3	Dados de Pitanga (2002) para coesão e ângulo de atrito, para o peso específico utilizou-se a média dos dados levantados e CV da literatura	CIS	Natural	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
4	Dados de Pitanga (2002) para coesão e ângulo de atrito, para o peso específico utilizou-se a média dos dados levantados e CV da literatura	CIS	Saturado	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
5	Dados de levantamento	CIS	Natural	1,80%	1,95%	5,40%	5,44%	0,55%	0,64%	0,01%	0,01%
6	Dados de levantamento	CIS	Saturado	26,62%	18,82%	43,75%	45,67%	32,24%	36,25%	28,24%	15,12%
7	Dados de levantamento	CIS	Todas	1,93%	2,32%	25,75%	27,93%	5,37%	6,20%	0,15%	0,22%
8	Dados de levantamento	TRI	Todas	1,69%	5,32%	19,39%	21,39%	4,02%	4,64%	1,80%	2,09%
9	Dados de levantamento (sem dados espúrios)	CIS	Todas	1,24%	0,41%	23,24%	25,55%	6,64%	7,93%	0,10%	0,04%
10	Dados de levantamento para solos A-7-5 e A-2-7	CIS	Todas	3,21%	3,87%	25,96%	27,93%	4,76%	5,74%	0,27%	0,33%
11	Dados de levantamento para solos A-7-5 e A-2-7 (sem dados espúrios)	CIS	Todas	1,79%	1,87%	24,66%	27,23%	6,40%	7,77%	0,41%	0,55%

Fonte: A autora.

Os cenários 1 e 2 apresentaram probabilidades de ruptura satisfatórias, devido aos baixos valores de coeficiente de variação e bons parâmetros de resistência. No entanto, percebe-se que, no geral, análises probabilísticas baseadas em valores de coeficiente de variação recomendados pela literatura, assim como as propostas nos cenários 1 e 2, não são eficientes. Duncan (2000) já havia destacado isso ao apresentar uma compilação de valores de CV já publicados para vários parâmetros geotécnicos. Segundo o autor, embora os valores então apresentados representassem um número considerável de testes, os intervalos de coeficientes de variação citados em diversas referências cobrem faixas extremamente amplas de valores para o mesmo parâmetro, e as condições de amostragem e teste não são especificadas.

Logo, esses dados fornecem apenas um guia para estimar valores de CV para um caso geral. É importante usar o julgamento na aplicação de valores obtidos na literatura e considerar o grau de incerteza referente a cada caso específico. Os solos residuais jovens possuem ainda características singulares, como as estruturas mantidas da rocha de origem, que demandam um tratamento mais individualizado.

Os cenários 3 e 4 apresentaram resultados opostos, com probabilidade de falha nula e total, respectivamente. Foram os únicos cenários com o mesmo resultado nos três métodos. Essa enorme diferença foi consequência dos valores médios de coesão constatados nos dois cenários, principalmente do solo residual maduro, sendo igual a 116,8 kPa no cenário 3 e nula no cenário 4.

Destaca-se ainda que a análise estatística dos dados apresentados por Pitanga (2002), correspondentes aos cenários 3 e 4, resultou em coeficientes de variação baixos, sendo muito inferiores aos obtidos a partir do tratamento estatístico dos dados do levantamento realizado. Em seu trabalho, o autor não especifica os pontos de coleta nem o número de blocos retirados em cada camada de solo. Sendo assim, a utilização desses valores de CV poderia causar uma falsa impressão de segurança de um talude após a análise. Apesar disso, pode-se considerar válida a apresentação da metodologia aplicada a esses dados, sendo esta mais usual do que aquela aplicada aos dados obtidos no levantamento, conforme as bibliografias consultadas.

Os cenários criados a partir dos dados de levantamento (cenários 5 a 11) demonstraram valores elevados de probabilidade de ruptura, que correspondem a níveis de desempenho insatisfatórios ou até perigosos. Justifica-se esse resultado pela grande variabilidade dos dados utilizados, gerando altos valores de desvio padrão. Uma vez que os dados médios eram relativamente próximos em todos os cenários, a ordem de grandeza do coeficiente de variação dos parâmetros foi determinante nos resultados das análises.

Diante disso, acredita-se que os coeficientes de variação utilizados nos cenários 5 a 11 não gerariam resultados adequados se usados em casos práticos, pois acarretariam em uma probabilidade de falha alta e extremamente conservadora, podendo não corresponder à realidade. Ao utilizar esses valores, o projetista estaria interpretando o modelo como um maciço extremamente heterogêneo espacialmente e sujeito a grandes variações de umidade e resistência devido a, por exemplo, períodos de chuva (variação temporal das características geotécnicas).

Contudo, os resultados de valores médios e desvios padrões obtidos a partir do levantamento realizado podem ser utilizados a título de comparação ou para uma estimativa inicial em trabalhos futuros, cabendo ao autor julgar a pertinência e adequação do seu uso.

Considerando o critério de bom desempenho sugerido por El-Ramly (2001), $P_f < 2\%$, os cenários que apresentaram nível de performance satisfatória segundo cada método foram:

- FOSM: cenários 1, 2, 3, 5, 9 e 11 para ambos os tipos de superfície de ruptura e cenários 7 e 8 somente para análise considerando superfícies circulares;
- Estimativas Pontuais: cenários 1 e 3 para ambos os tipos de superfície ruptura e cenário 2 somente par análise considerando superfícies não circulares; e
- Simulação de Monte Carlo (Talude global): cenários 1, 2, 3 e 5 para ambos os tipos de superfície de ruptura.

Com base nos critérios de performance propostos pelo U.S. Army Corps of Engineers (1995), conforme Tabela 3.4, apenas os cenários 1 e 3 apresentaram um nível de desempenho esperado acima da média a alto segundo todos os métodos (FOSM, Estimativas Pontuais e Monte Carlo – Talude global).

Os resultados da aplicação de todos os métodos mostraram que as análises que consideraram superfícies de ruptura não circulares obtiveram probabilidades de falha ligeiramente superiores e FS superiores. Diante do exposto cabe destacar que ao admitir a superfície de ruptura do solo como circular busca-se uma simplificação nos cálculos para aplicação dos métodos de análise de estabilidade de taludes. Contudo, nem sempre essa hipótese se aproxima do comportamento real do maciço durante o cisalhamento.

Segundo Gerscovich (2012), em solos relativamente homogêneos, a superfície tende a ser circular, porém, quando a anisotropia em relação a resistência é significativa, a superfície pode ter uma aparência mais achatada, na direção horizontal ou vertical. A autora ainda afirma que, quando há heterogeneidades no maciço, como a presença de materiais ou descontinuidades com resistências mais baixas, é comum a ocorrência de rupturas de forma mista, combinando formas circulares (rotacional) e planares.

Abramson et al. (2001) também destaca que, uma vez que a maior parte dos solos são geralmente heterogêneos, é mais comum que as superfícies de deslizamento sejam não circulares, sendo uma combinação de zonas planares e curvas. Sendo assim, ao realizar uma análise de estabilidade, seja ela probabilística ou determinística, o projetista deve estar atento às características geomorfológicas do maciço, buscando representar o mais fielmente possível as condições de campo.

Observou-se também que, nos cenários em que as superfícies de ruptura se concentraram na parte do superior do talude (ruptura local), a coesão do solo residual maduro foi responsável por grande influência no cálculo da probabilidade de ruptura. Isso pode ser justificado pelo fato de que, em taludes com alturas menores, é comum que a coesão condicione o mecanismo de ruptura. Guedes (1997) avaliou a influência da coesão no valor de P_f com a variação da altura do talude. A autora observou que a influência da coesão decresceu de 86,4 % para 2,3 % com o aumento da altura do talude de 30 para 400 metros.

Após a análise dos resultados, outro ponto a ser notado é que a dispersão dos parâmetros adotados na análise como variáveis aleatórias é determinante no valor final do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruptura, de tal forma que sua variação pode levar um cenário com alto nível de desempenho se apresentar como

uma situação perigosa. Portanto, recomenda-se que os desvios padrões utilizados sejam obtidos a partir de ensaios com amostras coletadas no local de estudo, respeitando o número necessário e a disposição espacial das amostras, principalmente para parâmetros mais sensíveis (ex.: coesão). Assim o projetista poderá garantir resultados mais realistas, estatisticamente representativos e estará ciente das incertezas consideradas no projeto.

A observação da variabilidade espacial no processo de amostragem é também essencial e pode contribuir muito quando levada em consideração nos procedimentos de cálculos, a fim de fornecer resultados mais próximos do comportamento real do maciço. Contudo, a avaliação da variabilidade temporal deve ser feita com cuidado. Considerar dados originados de diferentes condições de ensaio (natural e saturada), buscando reproduzir as variações sazonais presentes no campo, pode gerar valores de coeficiente de variação muito elevados. Isso dificultaria o projeto atingir um nível de desempenho aceitável, tornando a análise muito conservadora.

A variação do teor de umidade ao longo do maciço para um mesmo tempo já é considerada ao se realizar uma amostragem adequada. Por outro lado, uma alternativa sugerida para se considerar as diferentes resistências do maciço com a variação da saturação no tempo é realizar as análises com os parâmetros do solo não saturado e saturado separadamente. Avalia-se as probabilidades de ruptura observadas nos dois cenários frente aos valores aceitáveis e determina-se o risco assumido. O engenheiro pode examinar, diante de cada situação, o regime de chuvas de região, o comportamento do solo no que diz respeito à frente de saturação e drenagem e o impacto gerado por uma possível ruptura.

Essa alternativa de análise foi pensada a partir da verificação de que parâmetros de resistência baixos, associados a desvios padrões pequenos podem determinar valores de P_f inferiores àqueles calculados através de parâmetros de resistência altos, mas com desvios padrões também elevados. Ou seja, utilizando coeficientes de variação muito elevados, a análise poderia resultar em uma probabilidade de ruptura maior para um cenário que considera ensaios naturais e saturados do que o cenário que considera apenas ensaios saturados (cenário crítico).

Avaliando os métodos probabilísticos percebe-se que o método FOSM apresenta as vantagens de ser mais simples e prático e avaliar a sensibilidade da variância do FS

à variação de cada parâmetro. Essa metodologia também permite considerar de forma mais fácil a modificação de outras características do talude, como a geometria. O método de Simulação de Monte Carlo é um método mais robusto estatisticamente e sua aplicação se tornou mais viável com auxílio dos softwares para a realização do grande número de iterações.

Na maioria dos cenários de análise, o método que apresentou maiores valores de P_f foi o de Estimativas Pontuais. Isso reforça a recomendação feita por Baecher e Christian (2003), que as variáveis estudadas por esse método tenham coeficientes de variação inferiores a 20%, de forma a obter melhores resultados. Parâmetros com elevada variabilidade, como a coesão nos cenários 5 a 11, podem comprometer a precisão do resultado, já que não atendem ao comportamento de distribuição admitido nas premissas do método.

7 CONCLUSÕES

O estudo se propôs a elaborar um banco de dados com trabalhos presentes na literatura que apresentassem resultados de propriedades de resistência de solos residuais de gnaiss, maduros e jovens, da cidade de Viçosa-MG. Com isso, visou-se fornecer valores de referência para os solos da região, para que estes possam ser utilizados em análises probabilísticas e determinísticas. A relevância dos valores encontrados foi avaliada a partir de análises de estabilidade probabilísticas realizadas em um talude típico da cidade composto por solos residuais em diferentes cenários.

De posse dos resultados, obtiveram-se as seguintes conclusões:

- Os valores de coeficientes de variação encontrados após o tratamento dos dados levantados foram elevados, se apresentando, no geral, acima dos intervalos descritos na literatura. Diante disso, acredita-se que ao utilizar esses valores, o projetista estaria interpretando o modelo como um maciço extremamente heterogêneo espacialmente e sujeito a grandes variações de umidade e resistência devido a, por exemplo, períodos de chuva (variação temporal das características geotécnicas).
- Acredita-se que os coeficientes de variação utilizados nos cenários 5 a 10 não gerariam resultados adequados se usados em casos práticos, pois acarretariam em uma probabilidade de falha alta e extremamente conservadora, podendo não corresponder à realidade.
- Os resultados de valores médios e desvios padrões obtidos a partir do levantamento realizado podem ser utilizados a título de comparação ou para uma estimativa inicial em trabalhos futuros, cabendo ao autor julgar a pertinência e adequação do seu uso.
- A análise estatística dos dados apresentados por Pitanga (2002) resultou em coeficientes de variação baixos (cenários 3 e 4). A utilização desses valores de CV poderia causar uma falsa impressão de segurança de um talude após a análise. No entanto, pode-se considerar válida a apresentação da metodologia aplicada a esses dados.
- Recomenda-se que os desvios padrões utilizados nas análises sejam obtidos a partir de ensaios com amostras coletadas no local de estudo, respeitando o

número necessário e a disposição espacial das amostras, principalmente para parâmetros mais sensíveis (ex.: coesão).

- Quanto à determinação do número mínimo de elementos para compor uma amostra para a obtenção das medidas de interesse, entende-se que estes dependem principalmente da acurácia requerida no projeto e da uniformidade do material. Existem metodologias estatísticas para determinação desse número, contudo este pode ser reduzido quando considerada a habilidade e o conhecimento do engenheiro.
- A avaliação da variabilidade temporal dentro das análises deve ser feita com cuidado. Considerar dados originados de diferentes condições de ensaio (natural e saturada), buscando reproduzir as variações sazonais presentes no campo, pode gerar valores de coeficiente de variação muito elevados. Isso dificultaria o projeto atingir um nível de desempenho aceitável, tornando a análise muito conservadora.
- Uma alternativa sugerida para se considerar as diferentes resistências do maciço com a variação da saturação no tempo é realizar as análises com os parâmetros do solo não saturado e saturado separadamente.
- Avaliando os métodos probabilísticos percebe-se que o método FOSM apresenta as vantagens de ser mais simples e prático e avaliar a sensibilidade da variância do FS à variação de cada parâmetro. Essa metodologia também permite considerar de forma mais fácil a modificação de outras características do talude, como a geometria.
- O método de Simulação de Monte Carlo é um método mais robusto estatisticamente e sua aplicação se tornou mais viável com auxílio dos softwares para a realização do grande número de iterações.

De forma geral, percebe-se que a utilização da abordagem probabilística nas análises de estabilidade de taludes é tendência ainda em desenvolvimento no meio geotécnico. No entanto, com base no estudo realizado, esta deve ainda ser objeto de intensos estudos, visando solucionar problemas detectados neste e em outros estudos.

Dentro desse contexto, seria interessante que as normas e legislações brasileiras exigissem mais análises de confiabilidade em obras geotécnicas. Isso reforçaria a compreensão de que é importante o investimento na obtenção de um número maior de dados e dados mais consistentes, a fim de elaborar projetos mais robustos.

Dessa forma, o engenheiro estaria mais familiarizado com o tratamento estatístico dos dados e desenvolveria maior sensibilidade aos valores de β e P_f encontrados nas análises. Quanto mais projetos forem desenvolvidos e trabalhos forem publicados, mais a metodologia se aperfeiçoa e mais representativos vão se tornando os valores presentes na literatura. As retroanálises de casos de rupturas também são alternativas na avaliação dos critérios de segurança propostos e desenvolvimento dos métodos.

Entende-se ainda que outra contribuição deste trabalho foi a elaboração de um banco de dados reunindo informações a respeito de solos residuais da cidade de Viçosa-MG. Esse material poderá ser utilizado em pesquisas futuras, embasando análises comparativas. A disposição dos pontos de estudo em um mapa, aliada à tabela de atributos, também facilitará a visualização dos locais já investigados e sua comparação com novas análises.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMSON, L. W. et al. **Slope Stability and Stabilization Methods**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 2001.

ALMEIDA, M. S. S. **Análise numérica de uma prova de carga direta em solo residual de gnaiss**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2000.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS - AASHTO. **Standard specifications for highway bridges**. 11. ed. Washington, D.C, 1973.

ARAUJO, M. B. **Considerações sobre análises probabilísticas de estabilidade de taludes de barragem**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2018.

ARÊDES, A. C. N. B.; MERLO, S. F. **Análise de estabilidade e ensaio de arrancamento em um talude em solo residual de gnaiss**. 2016. TCC (Graduação em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 11682: Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.

BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering**. Chichester: Wiley, 2003.

BOMTEMPO, L. S.; RODRIGUEZ, T. T.; TEIXEIRA, R. S.; BRANCO, C. J. M. C. Comparação entre Resultados de Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto no Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Solo Residual com Descontinuidades Estruturais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 17., 2014, Goiânia. **Anais...** [s.i.]: ABGE, 2014.

BORGES, P. R. **Estudo da parcela de resistência lateral em estacas escavadas**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2004.

BOTELHO, B. S. **Equipamento triaxial cúbico para ensaios em solos saturados e não-saturados com sucção matricial controlada**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2007.

BRANCO, L. P.; GOMES, A. T.; CARDOSO, A. S.; SANTOS-PEREIRA, C. Caracterização da variabilidade natural da resistência ao corte de um solo residual de granito do Porto. In: Congresso Nacional de Geotecnia, 14., 2014, Covilhã. **Geotecnia**

nas Infraestruturas: Atas do 14.º Congresso Nacional de Geotecnia. [s.i.]: Universidade da Beira Interior, 2014.

CÂNDIDO, E. S. **Análise inversa de ensaios geotécnicos utilizando um algoritmo genético acoplado ao método dos elementos finitos.** 2020, no prelo. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG.

CÂNDIDO, E. S. **Análise inversa do ensaio pressiométrico utilizando o modelo hiperbólico.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2016.

CASTELLANOS, B. A.; BRANDON, T. L.. A Comparison Between the Shear Strength Measured with Direct Shear and Triaxial Devices on Undisturbed and Remolded Soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 18., 2013, Paris. **Proceedings...** [s.i.]: Issmge, 2013. p. 317 - 320.

CATALÁN, J. M.; CORNELL, C.A. Earth slope reliability by a level-crossing method. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.102, n. GT6, p.591-604, 1976.

CHO, S. E. Effects of spatial variability of soil properties on slope stability. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 92, n. 3-4, p.97-109, jul. 2007.

CHO, S. E. Probabilistic Assessment of Slope Stability That Considers the Spatial Variability of Soil Properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 136, n. 7, p.975-984, jul. 2010.

COÊLHO, D. J.; GANEM, J. L. L. A.; LANDIM, M. P. **Análise da estabilidade de uma talude em solo gnáissico em área urbana.** 2017. TCC (Graduação em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2017.

CORREA, G. F. **Modelo de evolução e mineralogia da fração argila de solos do Planalto de Viçosa.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 1984.

CORTEZ, B. N.; CORRÊA, D. T. C.; LELIS, F. O. **Proposta de intervenção para área de risco geológico em Viçosa, MG.** 2013. TCC (Graduação em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2013.

CUSTÓDIO, G. S. **Investigação e análise de parâmetros geotécnicos obtidos com ensaios de laboratório e ensaios *in situ* (DMT, PMT, SPT, PDM).** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2003.

DAS, B. M. **Fundamentos da engenharia geotécnica.** Tradução da 6ª ed. americana. São Paulo: Thomson Editora, 2007.

DELL'AVANZI, E. **Confiabilidade e Probabilidade em Análises de Estabilidade de Taludes**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 1995.

DEV, K. L.; PILLAI, R. J.; ROBINSON, R. G. Drained angle of internal friction from direct shear and triaxial compression tests. **International Journal Of Geotechnical Engineering**, [s.l.], v. 10, n. 3, p.283-287, 22 jan. 2016.

DEVORE, J. L. **Probabilidade e Estatística: para Engenharia e Ciências**. Tradução da 6. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2006.

DUARTE, L. N. **Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata rígida**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2006.

DUARTE, L. N. **Avaliação do comportamento solo-estrutura de elementos de fundação tipo sapata estaqueada**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2012.

DUNCAN, J. Michael. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 126, n. 4, p.307-316, abr. 2000.

EL-RAMLY, H. **Probabilistic analyses of landside hazards and risks: bridging theory and practice** (Ph.D. Thesis). University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 2001.

FENTON, G. A. **Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering**. Workshop presented at: GEOLOGAN'97 CONFERENCE, 1997, Logan, Utah. [S.I.]: ASCE, 1997.

FERRAZ, R. L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 1994.

FERREIRA, I. C.; COELHO, J. C.; DIAS NETO, S. L. S. **Análise de estabilidade de taludes: O caso do bairro Laranjal em Viçosa - MG**. 2016. TCC (Graduação em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2016.

FLORES, Emerson Alex Figueroa. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2008.

FRAGASSI, P. F. M. **Estudo da Erodibilidade dos solos Residuais de Gnaisse da Serra de São Geraldo e de Viçosa (MG)**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2001.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GRIFFITHS, D. V.; ZHU, D.; HUANG, J; FENTON, G. A. Observations on Probabilistic Slope Stability Analysis. In: ASIAN-PACIFIC SYMPOSIUM ON STRUCTURAL RELIABILITY AND ITS APPLICATIONS (APSSRA2016), 6., 2016, Shanghai, China. **Proceedings...** . Shanghai Tongji University Press, 2016.

GRADIM, Daniel Tavares et al. **GEOLOGIA E RECURSOS MINERAIS DA FOLHA VIÇOSA SF.23-X-B-V**: estado de Minas Gerais. Belo Horizonte: CPRM, 2014. Disponível em: <http://rigeo.cprm.gov.br/jspui/bitstream/doc/17798/2/vicosa_nota.pdf>. Acesso em: 17 dez. 2019.

GUEDES, M. C. S. **Considerações sobre análise probabilística da estabilidade de taludes**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 1997.

HAMMERSLEY, J. M.; HANDSCOMB, D. C. **Monte Carlo Methods**. London: Methuen's Monographs on Applied Probability and Statistics, 1964.

HARR, M. E. **Reliability-Based Design in Civil Engineering**. New York: McGraw-Hill, 1987.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Portal Cidades**: Viçosa (MG). 2019. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/mg/vicosa/panorama>>. Acesso em: 20 out. 2019.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA - INMET. **Climatologia**: Gráficos Climatológicos. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/graficosClimaticos>>. Acesso em: 20 out. 2019.

JI, J.; ZHANG, C.; GAO, Y.; KODIKARA, J. Effect of 2D spatial variability on slope reliability: A simplified FORM analysis. **Geoscience Frontiers**, [s.l.], v. 9, n. 6, p.1631-1638, nov. 2018.

JIANG, S.; HUANG, J. Efficient slope reliability analysis at low-probability levels in spatially variable soils. **Computers And Geotechnics**, [s.l.], v. 75, p.18-27, maio 2016.

KANG, Fei et al. System probabilistic stability analysis of soil slopes using Gaussian process regression with Latin hypercube sampling. **Computers And Geotechnics**, [s.l.], v. 63, p.13-25, jan. 2015.

LI, D. et al. A multiple response-surface method for slope reliability analysis considering spatial variability of soil properties. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 187, p.60-72, mar. 2015.

LIMA, C. A.; SOUZA, J. A. **Estabilização de taludes usando o solo grampeado**. 2010. TCC (Graduação em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2010.

LÓPEZ, C. N. M. **Métodos probabilísticos aplicados na análise da estabilidade de taludes em solo**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2017.

LUÍS, P. G. **Caracterização geotécnica e considerações sobre a estabilidade de taludes em solos residuais de Viçosa - MG**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2000.

MACHADO, R. A. **Variação sazonal da sucção matricial e estabilidade de taludes de solos residuais não saturados**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2005.

MAIA, J. A. C. **Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha**. 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, 2003.

MASSAD, F. **Obras de terra**. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MONTEIRO, G. C. **Caracterização de um solo residual de gnaiss através de ensaios de dilatômetro e de laboratório**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 1999.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Applied Statistics and Probability for Engineers**. Chichester: Wiley, 2014.

MORETTIN, L. G. **Estatística básica: probabilidade e inferência**. São Paulo: Pearson, 2010.

NEW SOUTH WALES DAM SAFETY COMMITTEE. **Societal and individual risk rating methodology: for Dams Safety Act 2015**. 2019. Disponível em: <https://www.damsafety.nsw.gov.au/wp-content/uploads/Gazette_Methodologies_2019_2019-94.pdf>. Acesso em: 13 nov. 2019.

NUNES, W. A. G. A.; KER, J. C.; SCHAEFER, C. E. G. R.; FERNANDES-FILHO, E. I.; GOMES, F.H. Relação solo-paisagem-material de origem e gênese de alguns solos no domínio do. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, [s.l.], v. 25, n. 2, p.341-354, jun. 2001.

OLIVEIRA JÚNIOR, M. R. **Análises determinísticas e probabilísticas em uma obra de talude com solo grampeado**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2019.

PAES, B. S. T. **Avaliação geotécnica de corte rodoviário em perfil de solos residuais quanto ao potencial de erodibilidade**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2017.

PITANGA, H. N. **Influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento de solos estruturados**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2002.

READ, J.; STACEY, P. **Guidelines for Open Pit Slope Design**. Boca Raton: CRC Press, 2009.

REIS, R. M. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes em um solo residual de gnaiss**. 2004. Tese (Doutorado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2004.

REZENDE, D.; ABREU, R. A. **Determinação dos Parâmetros de Resistência para Contenção e Estabilização de Taludes**. 2016. TCC (Graduação em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, União de Ensino Superior de Viçosa. Viçosa, MG, 2016.

RIBEIRO, A. C. P. A. **Deteção de outliers e previsão de vendas numa empresa de distribuição farmacêutica em Portugal**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Software). Departamento de Informática, Universidade Portucalense – UPT. Porto, 2016.

RIBEIRO, A. C. P. A. **Deteção de outliers e previsão de vendas numa empresa de distribuição farmacêutica em Portugal**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Software). Departamento de Informática, Universidade Portucalense – UPT. Porto, 2016.

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2008.

RIBEIRO-SANTOS, T. C. S. C. **Probabilidade e estatística**. Londrina: Educacional, 2015.

ROCSCIENCE. **Probabilistic Analysis**. 2019a. Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/slide2/index.htm#t=slide_model%2Fproject_settings%2FProbabilistic_Analysis.htm>. Acesso em: 1 out. 2019.

ROCSCIENCE. **Reliability Index in an SWedge Probabilistic Analysis**. 2019b. Disponível em: <https://www.rocscience.com/help/swedge/index.htm#t=swedge%2FReliability_Index.htm>. Acesso em: 1 out. 2019.

ROQUE, L. A. **Áreas de risco geológico-geotécnico associadas a movimentos de massas no núcleo urbano de Viçosa-MG**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2013.

ROSENBLUETH, E.. Point estimates for probability moments. **Proceedings Of The National Academy Of Sciences**, [s.l.], v. 72, n. 10, p.3812-3814, 1 out. 1975.

SANDRONI, S. S.; SAYÃO, A. S. F. J.. Avaliação Estatística do Coeficiente de Segurança de Taludes. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE TALUDES, 1., 1992, Rio de Janeiro. 1º **COBRAE**. Rio de Janeiro: ABMS, 1992. v. 2, p. 523 - 535.

SILVA, C. C. **Análise de estabilidade de um talude da cava de Alegria utilizando abordagem probabilística**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica). Núcleo de Geotecnia (NUGEO) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG, 2015.

SILVA, E. M.. **Análise de estabilidade de taludes em solos de alteração de rochas metamórficas do quadrilátero ferrífero**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2006.

SILVA, T. Q. **Análise de risco geológico-geotécnico em áreas sujeitas à movimentos de massa**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2016.

SOARES JÚNIOR, D. A. **Estudo da capacidade de carga e recalques em um solo residual de gnaise através de ensaios de campo e laboratório**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2003.

SOARES, E. C.. **Análise de estabilidade de um talude da mina de Águas Claras MBR: uma visão probabilística**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 1996.

TEIXEIRA, E. K. C. **Estudo da influência da infiltração de águas pluviais na estabilidade de um talude de solo residual**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2014.

U.S. ARMY CORPS ENGINEERS. **Engineering and Design: Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering**. Engineering Technical Letter No. 1110-2-547. U.S. Arm Corps of Engineer, Department of the Army, Washington D.C, 1995.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **ER-1110-2-1156: Safety of Dams – Policy and Procedures**. Washington, D.C.: Department Of The Army, 2014. Disponível em: <https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerRegulations/ER_1110-2-1156.pdf>. Acesso em: 13 nov. 2019.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION. **Dam Safety Public Protection Guidelines: A Risk Framework to Support Dam Safety Decision-Making**. 2011. Disponível em:

<<https://www.usbr.gov/ssle/damsafety/documents/PPG201108.pdf>>. Acesso em: 13 nov. 2019.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA - UFV. Departamento de Engenharia Agrícola. Estação Climatológica Principal de Viçosa. **Boletim meteorológico 2018**. Viçosa, 2018.

VECCI, A. N. **Análise probabilística da estabilidade de um talude de mineração**. 2018. 10 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2018.

ZUCCOLO, P. L. **Procedimento para estimativa da confiabilidade geotécnica a partir de simulações numéricas: aplicação a um talude de solo não saturado**. 2016. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2016.