



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE POR ABORDAGENS DETERMINÍSTICA
E PROBABILÍSTICA - ESTUDO DE CASO

ANTHONY BAHIA SACALIONI

VARGINHA

2020

ANTHONY BAHIA SACALIONI

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE POR ABORDAGENS DETERMINÍSTICA
E PROBABILÍSTICA - ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas
Gerais como requisito parcial para obtenção do título
de Engenheiro Civil.

Orientador: Armando Belato Pereira, Dr.

Varginha

2020

ANTHONY BAHIA SACALIONI

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE POR ABORDAGENS DETERMINÍSTICA
E PROBABILÍSTICA - ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas
Gerais como requisito parcial para obtenção do
título de Engenheiro Civil.

Data de aprovação: 27/11/2020

Banca examinadora:

Armando Belato Pereira, Dr.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET MG) - Unidade
Varginha

Luciana Santos, Dra.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET MG) - Unidade
Varginha

Thiago Bomjardim Porto, Dr.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET MG) - Unidade
Curvelo

AGRADECIMENTOS

Minha intenção nos próximos parágrafos é fazer com que as pessoas que estiveram presentes ao longo deste ciclo sintam-se abraçadas e queridas, pois “ninguém chega só, em algum lugar” (Alexandre Magnani).

Primeiramente eu agradeço à Deus, que é Deus conosco, na pessoa do Espírito Santo, meu amigo. Confesso que não raras vezes ele escapou da primazia em meu coração, mas ainda assim, sempre será o meu sustento.

Gratidão também:

Ao CEFET Unidade Varginha, uma instituição muito querida para mim desde o ensino técnico. As pessoas constroem os lugares e posso dizer que encontrei muita gente boa. Em especial, agradeço o professor Aellington Freire pelo empenho durante o tempo em que permaneceu na coordenação do curso, junto também à direção, pois pudemos acompanhar de perto a dedicação de toda equipe;

Aos professores pelas partilhas, muitas vezes com entusiasmo, e pelas prosas no corredor, ora recheadas de sabedoria. Às professoras Denise Urashima e Mag Guimarães pelas contribuições durante período de pesquisa e congressos;

Ao professor Armando Belato Pereira, pela orientação e generosidade desde a iniciação científica que culminou neste trabalho e também pelo incentivo;

À minha família pela torcida e apoio. Aos meus pais, Meire e Toninho, e minha amada irmã Carol. Aos meus familiares mais chegados, minhas primas, primos, tias, tios, avós e à família Andrade. Faço lembrança também da minha família de fé, Comunidade El Shaday, que caminhou comigo nos últimos 6 anos.

Aos meus amigos, pelas partilhas, orações, alegria e palavras de ânimo e esperança. Às minhas companheiras e companheiros nesta jornada acadêmica, pela parceria e compressão, e aos parceiros de esporte.

*Se pudesse resumir as últimas estações, diria que
o amor cabe onde não caberia perdão.
Se puder resumir minha expectativa com a
engenharia, diria que ela cabe até mesmo onde não
caberia solução, pelo menos até então...*

RESUMO

As análises de estabilidade de talude tradicionalmente são desenvolvidas por meio de métodos determinísticos, via equilíbrio limite, cujo resultado final está associado ao fator de segurança (FS) global. Neste tipo de análise, os parâmetros geotécnicos dos solos, dados, essencialmente, pelos parâmetros de resistência ao cisalhamento, a saber, coesão e ângulo de atrito, somados ao peso específico do solo, são considerados fixos, baseados em parâmetros médios, ou seja, a dispersão dos resultados devido à variabilidade natural desses materiais não é considerada. Desta forma, pode-se atender ao fator de segurança especificado na norma e não necessariamente estar como o talude em condição segura, uma vez que os modelos determinísticos não avaliam sua probabilidade de ruína, nem o seu índice de confiabilidade. Sendo assim os modelos probabilísticos complementam os resultados dos modelos determinísticos, permitindo inferências sobre o risco de instabilidade de taludes. Nesse contexto, apresenta-se um estudo de caso de um aterro argiloso arenoso de 5 metros de altura, localizado na cidade de Varginha-MG, Brasil. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foram obtidos por meio de correlações semi-empíricas difundidas no Brasil e internacionalmente. As análises de estabilidade foram desenvolvidas por meio de abordagens determinísticas pelo método de Fellenius e análises de confiabilidade associadas com a variabilidade dos parâmetros de entrada do problema. As análises abordaram diversos panoramas de variabilidade desses parâmetros considerando o talude em condições drenadas e não drenadas. De acordo com os panoramas estudados, foram calculadas a resistência e a carga mobilizada em cada uma das superfícies de ruptura e esses resultados foram compilados para os estudos de confiabilidade. As análises drenadas (45 panoramas) convergiram para um FS global médio de 2,23 e uma probabilidade de ruína da ordem de 10^{-7} , ou seja, um talude a cada 4.027.708,22, com mesma seção típica, se romperia. Por sua vez, as análises não drenadas (81 panoramas) convergiram para um FS global médio de 1,68 e uma probabilidade de ruína da ordem de 10^{-2} , que significaria a ruptura de um talude cada 56 com mesma seção típica.

PALAVRAS CHAVE: Estabilidade de talude. Fator de segurança. Probabilidade de ruína. Correlações semiempíricas. SPT.

ABSTRACT

Slope stability analyzes are developed in a traditional way by deterministic methods via limit equilibrium whose final result is linked to a so-called global safety factor. In this case, the geotechnical parameters of shear strength: cohesion and friction angle, added to the specific weight of the soil, are considered fixed, based on average parameters, that is, the dispersion of results due to the natural variability of these materials is disregarded. In these way, you can meet the safety factor specified in the standard and not necessarily be on the slope in a safety situation, since deterministic models do not assess the likelihood of slope failure, nor does its reliability index. The probabilistic models then allow to complement the results of the deterministic models, allowing inferences about the risk of slope instability. In this context, this paper presents a case study of a 5 meter high sandy clay embankment, located in the city of Varginha-MG, Brazil. The shear strength parameters of soil were obtained based on semiempirical correlations widespread in Brazil and internationally. The stability analyzes were performed through deterministic approaches using Fellenius method and reliability analyzes associated with the variability of shear strength parameters, and specific weight. The analyzes approached several panoramas of variability of these parameters considering the slope in drained and undrained conditions. Depending on the panoramas studied, the resistance and the load mobilized on each of the rupture surfaces were calculated and these results were compiled for the reliability studies. The drained analyzes (45 panoramas) converged to an average global safety factor of 2,23 and a probability of failure of the order of 10^{-7} , that is, a slope every 4,027,708.22, with the same typical section, would failure. In turn, the undrained analyzes (81 panoramas) converging to an average global safety factor of 1,68 and a probability of failure of the order of 10^{-2} , which would mean the rupture of a slope every 56 with the same typical section.

KEY-WORDS: Slope stability. Safety fator. Likelihood failure. Semiempirical correlations. SPT.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Limites de consistência	23
Figura 2 – Mecanismos de resistência do solo.....	25
Figura 3 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	27
Figura 4 – Equipamento para ensaio SPT	29
Figura 5 – Interior do amostrador com solo.....	30
Figura 6 – Transmissão de forças entre partículas de areia e de argilas.	33
Figura 7 – Esquema de equipamento de ensaio de cisalhamento direto	35
Figura 8 – Esquema de equipamento de ensaio de cisalhamento triaxial.....	35
Figura 9 - Terminologia para taludes de terra	42
Figura 10 – Superfície de ruptura circular de um talude qualquer.....	43
Figura 11 – Diferentes superfícies de ruptura: (a) Escorregamento planar; (b) Escorregamento rotacional.....	43
Figura 12 – Análise de estabilidade por método de fatias.....	47
Figura 13 – Exemplo de distribuição de frequência.....	51
Figura 14 – Exemplo de histograma de FDP.....	51
Figura 15 – FDP de uma variável aleatória normal com média μ e desvio padrão σ	53
Figura 16 – Exemplo genérico de gráfico Box Plot.....	54
Figura 17 – Tratamento determinístico e probabilístico.....	57
Figura 18 – Curvas de distribuição de probabilidade de solitação e resistência.....	57
Figura 19 – Distribuição de probabilidade da função margem de segurança.....	60
Figura 20 – Relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína	62
Figura 21 – Probabilidades de ruína admissíveis de acordo com o tipo de estrutura	64
Figura 22 – Probabilidades de ruína admissíveis de acordo com o tipo de estrutura	64
Figura 23 – Talude analisado	66
Figura 24 – CEFET campus Varginha.....	67
Figura 25 – Planta topográfica com locação dos furos de sondagem	68
Figura 26 – Indicação de cortes longitudinais para definição do perfil geológico/geotécnico do talude	69
Figura 27 – Perfil geológico/geotécnico do talude.....	71
Figura 28 – Curva granulométrica de uma amostra da camada superficial do talude	73
Figura 29 – Perfil geológico/geotécnico simplificado.....	77

Figura 30 – Box Plot coesão não drenada c	78
Figura 31 – Box Plot coesão efetiva c'	78
Figura 32 – Box Plot ângulo de atrito não drenado	79
Figura 33 – Box Plot ângulo de atrito efetivo ϕ'	79
Figura 34 - Superfície de ruptura crítica referente à análise para condição drenada	82
Figura 35 - Superfície de ruptura crítica referente à análise para condição não drenada	82
Figura 36 – Fluxograma de desenvolvimento das análises probabilísticas	84
Figura 37 – Planilha em Excel para cálculo de FS pelo método de fatias	85
Figura 38 – Combinações para análise drenada	86
Figura 39 – Combinações para análise drenada	86
Figura 40 – Distribuição normal	87
Figura 41 - Superfície de ruptura crítica desenhada em arquivo CAD	88
Figura 42 – Histograma de frequência para análise drenada	91
Figura 43 – Histograma de frequência para análise não drenada	91
Figura 44 – Perfis dos furos na região do pé do talude: SPT01, SPT02, SPT03, SPT05, SPT06, SPT07 e SPT08	101
Figura 45 – Perfis dos furos na região da crista do talude: SPT10, SPT12 e SPT09 .	102
.....	
Figura 46 – Correlação para ângulo de atrito efetivo por Peck et al. (1986)	108
Figura 47 – Correlação para ângulo de atrito efetivo por Mello (1971)	108
Figura 48 – Correlação para ângulo de atrito efetivo por Décourt (1991)	109
Figura 49 – Correlação para ângulo de atrito efetivo por Peck, Hanson e Thornburn (1974)	109
Figura 50 – Correlação entre N , ângulo de atrito e pressão vertical efetiva	110
Figura 51 – Correlação entre N e a resistência não drenada de argilas	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ensaio de caracterização	21
Tabela 2 – Níveis de plasticidade.....	24
Tabela 3 – Níveis de atividade das argilas	24
Tabela 4 – Valores típicos de LL, LP e IA de alguns argilominerais.....	25
Tabela 5 – Tipos de ensaios triaxiais	36
Tabela 6 – Referências e formulações para determinação de ângulo de atrito.....	37
Tabela 7 – Referências e formulações para determinação de coesão.....	39
Tabela 8 – Níveis de segurança conforme ABNT 11682 (2009)	44
Tabela 9 – Fator de segurança mínimo.....	45
Tabela 10 – Coeficientes de variação de parâmetros do solo.....	55
Tabela 11 – Condições de segurança e confiabilidade	59
Tabela 12 - Níveis de aceitabilidade quanto à probabilidades de ruína	63
Tabela 13 - Classificação dos solos conforme laudo de sondagem e faixas de N_{spt} . 70	
Tabela 14 - Resultados dos ensaios de caracterização física.....	72
Tabela 15 – Aplicação das formulações para ângulo de atrito ($^{\circ}$)	75
Tabela 16 – Aplicação das formulações para coesão em kPa	76
Tabela 17 – Coesão média em kPa	77
Tabela 18 – Ângulo de atrito médio ($^{\circ}$).....	78
Tabela 19 – Parâmetros geotécnicos médios	80
Tabela 20 - Análise determinística para situação drenada.....	83
Tabela 21 – Variação dos parâmetros geotécnicos para análise probabilística.....	88
Tabela 22 – Resultados para condição drenada	89
Tabela 23 – Resultados para condição não drenada	90
Tabela 24 – Resultados para condição não drenada	92
Tabela 25 - Parâmetros de resistência e peso específico para solos por Duncan <i>et al.</i> (1980).....	110
Tabela 26 - Parâmetros de resistência e peso específico para solos por Joppert (2007).....	111
Tabela 27 – Valores de ângulo de atrito efetivo por Terzaghi e Peck (1953).....	111
Tabela 28 – Recomendação de Bowles (1996) para ângulo de atrito efetivo corrigido quanto à perda de energia e profundidade	112
Tabela 29 – Valores de ângulo de atrito utilizados pelo TQS (2011)	112

Tabela 30 – Valores típicos de ângulo de atrito drenado para areias e siltes	113
Tabela 31 – Recomendação de Bowles (1996)	114
Tabela 32 – Recomendação de valores para coesão por Das e Sobhan (2015)	114
Tabela 33 – Valores de coesão utilizados pelo TQS (2011)	115

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1. JUSTIFICATIVA.....	16
1.2. OBJETIVOS.....	17
1.2.1. OBJETIVO GERAL	17
1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO.....	17
2. REVISÃO DA LITERATURA	19
2.1. CONCEITOS DE MECÂNICA DOS SOLOS.....	19
2.1.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO	20
2.1.1.1. SOLOS FINOS.....	23
2.1.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO	25
2.1.2.1. ÂNGULO DE ATRITO	25
2.1.2.2. COESÃO.....	26
2.1.3. CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB.....	26
2.1.3.1. PRINCÍPIO DA TENSÃO EFETIVA.....	27
2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA VIA SPT	28
2.2.1. PROCEDIMENTOS.....	29
2.2.2. CORREÇÃO QUANTO À ENERGIA DE CRAVAÇÃO.....	31
2.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO.....	32
2.3.1. TENSÃO TOTAL VERSUS TENSÃO EFETIVA.....	33
2.3.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	34
2.3.3. CORRELAÇÕES SEMIEMPÍRICAS	36
2.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	41
2.4.1. DEFINIÇÕES BÁSICAS.....	42
2.4.2. MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE	45
2.4.2.1. MÉTODO DAS FATIAS.....	46
2.4.3. CONDIÇÕES CRÍTICAS DE ANÁLISE.....	49
2.5. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE	49

2.5.1. CONCEITOS BÁSICOS DE ESTATÍSTICA E PROBABILIDADE	50
2.5.2. VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E VALORES DE REFERÊNCIA	54
2.5.3. PROBLEMA CENTRAL DA CONFIABILIDADE	56
2.5.4. INSUFICIÊNCIA DO FATOR DE SEGURANÇA.....	58
2.5.5. METODOLOGIA PROPOSTA POR AOKI (2002)	59
2.5.6. VALORES DE REFERÊNCIA DE PROBABILIDADE DE RUÍNA ACEITÁVEIS	63
3. ESTUDO DE CASO	66
3.1. DEFINIÇÃO DO PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	67
3.1.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	72
3.1.2. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS MÉDIOS	73
3.2. TRATAMENTO ESTATÍSTICO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR MEIO DAS CORRELAÇÕES SEMIEMPÍRICAS	76
3.3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE	80
3.3.1. ABORDAGEM DETERMINÍSTICA.....	81
3.3.1.1. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	81
3.3.2. ABORDAGEM PROBABILÍSTICA.....	83
3.3.2.1. DEFINIÇÃO DA VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	87
3.3.2.2. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	88
4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	97
APÊNDICE A – PERFIS AO LONGO DO PÉ E DA CRISTA DO TALUDE	101
APÊNDICE B – EVIDÊNCIAS E RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	103
APÊNDICE C – DESENVOLVIMENTO DOS PANORAMAS DAS ANÁLISES NÃO DRENADAS	106
ANEXO A - EXEMPLO DE LAUDO DE SONDAAGEM - REFERENTE AO FURO 07	107

ANEXO B - REFERÊNCIAS E FORMULAÇÕES PARA DETERMINAÇÃO DE ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO.....	108
ANEXO C - REFERÊNCIAS E FORMULAÇÕES PARA DETERMINAÇÃO DE COESÃO.....	114

1. INTRODUÇÃO

A análise de estabilidade de talude é uma ferramenta que viabiliza a verificação do potencial de ruptura de acordo com as variáveis envolvidas no problema, procurando-se retratar as condições de solicitação e resistência que poderão estar atuando em campo, a fim de fornecer as informações necessárias às tomadas de decisões que conduzam à projetos seguros e economicamente viáveis.

Está presente na avaliação de necessidade de medidas de estabilização de encostas naturais, cortes ou escavações; definição de seções de barragens e aterros; estudo de deposição de detritos e rejeitos provenientes de exploração de minas e produção de elementos químicos e, em retroanálises de taludes rompidos, possibilitando a reavaliação dos parâmetros geotécnicos (GERCOVIVH, 2009).

Vê-se que os estudos de estabilidade têm ampla aplicação, algumas delas de grande importância para a economia nacional, sendo imprescindível análises de segurança em virtude dos prejuízos em casos de colapso. Diversos acidentes ocorrem com frequência em diversas épocas e partes do mundo e resultam em consequências variadas, seja cunho material, ambiental, social e não raramente com perdas de vidas humanas (FIORI, 2015).

Geralmente as análises de estabilidade são realizadas por modelos determinísticos e avaliadas por um fator de segurança (FS), definido como a razão entre a resultante das forças resistentes ao escorregamento e a resultante das forças favoráveis a movimentação de terra (MASSAD, 2010). Neste tipo de análise os parâmetros de entrada são considerados fixos, embora possam apresentar grande dispersão (APAZA e BARROS, 2014).

A última revisão da norma ABNT NBR 11682:2009 além de trazer valores mínimos de FS de acordo com o risco da obra, aponta que nos casos de elevado potencial de perdas de vidas e de danos ambientais, em situações onde que há grande variabilidade dados geotécnicos, a critério do engenheiro civil geotécnico responsável, pode ser feita uma abordagem probabilística.

Cintra e Aoki (2010) comentam que é um conceito ultrapassado considerar que os fatores de segurança prescritos em norma garantam a ausência de risco de ruína. Acrescentam que projetistas, executores e investidores devem estar cientes de que a engenharia civil é uma atividade de risco e que os projetos devem atender uma probabilidade de ruína máxima.

A fim de se quantificar as incertezas desconsideradas nos modelos determinísticos, pode-se utilizar modelos probabilísticos que exprimem a confiabilidade do fator de segurança, diretamente relacionada com sua probabilidade de ruína (APAZA e BARROS, 2014; MAIA, et al., 2009).

Diante do contexto apresentado, ao analisar a estabilidade de um talude, pode-se ponderar:

- O fator de segurança mínimo preconizado pela ABNT NBR 11682:2009 é suficiente para cobrir as incertezas naturais das diversas etapas do projeto e construção?
- Com relação aos parâmetros geotécnicos utilizados, qual a influência das suas dispersões no cálculo do FS?
- Qual a confiabilidade do fator de segurança e a probabilidade de ruína do talude?

Procurando investigar os questionamentos acima, propõem-se neste trabalho estudar a estabilidade de um talude existente no campus do CEFET Unidade Varginha a partir de duas abordagens: determinística e probabilística, que resultam em valores de fator de segurança, seu índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína associada. Também pretende-se compilar as principais correlações semiempíricas para determinação de coesão e ângulo de atrito interno do solo, encontradas na literatura, haja vista a ampla utilização desta metodologia na prática da geotecnia brasileira.

1.1. JUSTIFICATIVA

Diante do panorama apresentado fica clara a relevância das análises de estabilidade de taludes, tradicionalmente feitas por meio de modelos determinísticos. Aoki (2008) ressalta que uma obra pode vir a ruir em função da variabilidade dos diversos fatores, como flutuação nos valores das cargas, condições externas, imperfeição de métodos e suas premissas e incerteza e imprecisão dos mecanismos de resistência. Portanto acoplar-se uma abordagem probabilística possibilita incorporar as variabilidades dos parâmetros envolvidos no estudo.

Neste sentido, no campo da geotecnia, especificamente na análise de estabilidade de taludes, as pesquisas tornaram-se mais efetivas nos últimos trinta anos (GIACON JUNIOR 2018). No âmbito nacional, a teoria da confiabilidade é mais

aplicada no ramo de estruturas e a área geotécnica talvez tenha sido a que menos se desenvolveu (SILVA, 2006). Apaza e Barros (2014) acrescentam que os métodos probabilísticos não são recentes, entretanto, infelizmente o seu uso na engenharia geotécnica não tem sido tão expressivo quanto se poderia desejar. Silva (2015) aponta um cenário positivo ao comentar que a probabilidade de ruína tem sido cada vez mais utilizada como critério de aceitação de projeto, principalmente nos últimos 25 anos.

Sendo assim o trabalho pretende evidenciar e difundir, na comunidade técnica e acadêmica, a importância de se acoplar uma abordagem probabilística às análises de estabilidade determinísticas, visto a variabilidade intrínseca no processo, tais como metodologias de cálculo, condições de tensões em campo (drenada e não drenada) e parâmetros do solo, bem como compilar as principais correlações para determinação de coesão e ângulo de atrito interno do solo, já que seu uso é muito difundido na prática da geotecnia brasileira.

1.2. OBJETIVOS

Nesta seção apresentam-se os objetivos geral e específicos do estudo de caso.

1.2.1. OBJETIVO GERAL

Apresentar um diagnóstico quanto a estabilidade do talude da seção típica em estudo a partir de análise determinística, assim como avaliar a confiabilidade do fator de segurança crítico verificado, por meio de abordagem probabilística.

1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

Os objetivos específicos são:

- Definição do perfil geológico e geotécnico do talude;
- Caracterização física do solo;
- Levantamento dos parâmetros geotécnicos a partir de correlações bem como seu tratamento estatístico;
- Desenvolvimento de análise de estabilidade determinística do talude:

determinação e avaliação do fator de segurança;

- Desenvolvimento de análises de estabilidade probabilísticas do talude: determinação do índice de confiabilidade do fator de segurança e avaliação da probabilidade de ruína.

2. REVISÃO DA LITERATURA

A revisão bibliográfica foi dividida da seguinte forma:

2.1 CONCEITOS DE MECÂNICAS DOS SOLOS: aborda aspectos da caracterização física e mecânica dos solos, que são fundamentais à análise de estabilidade de talude. Comenta-se sobre ângulo de atrito e coesão do solo, critérios de ruptura e conceitos de tensões total e efetiva, importantes para compressão dos mecanismos de resistência do solo em condições drenada e não drenada;

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA VIA SPT: contempla a importância do ensaio de percussão SPT, traz uma síntese da metodologia conforme ABNT NBR 6484 (2001) e comentários quanto sua eficiência energética, que pode diferir de acordo com a região/país. Vale comentar que a NBR 6484 foi atualizada durante a finalização deste trabalho, época em que o estudo de caso já estava concluído. A norma foi alterada em 12/11/20 e será válida a partir de 30/03/21. Sendo assim, esta seção está de acordo com a revisão anterior da norma, publicada em 2001;

2.3 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO AO CISALHAMENTO: fala-se sobre a obtenção de coesão e ângulo de atrito do solo para condições drenada e não drenada por meio de ensaios de laboratório e a partir de correlações semiempíricas. Apresenta-se um levantamento das principais correlações encontradas da literatura nacional e internacional;

2.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE: contempla as definições básicas para o estudo de estabilidade de taludes, explana-se sobre a teoria do equilíbrio limite aplicada a análise de estabilidade de taludes, modelo de fatias, comentários sobre as formulações de Fellenius e Bishop e condições críticas de análise;

2.5 ANÁLISE DE CONFIABILIDADE: mostra-se a variabilidade intrínseca do solo e sua consideração por meio de análise estatística. Discorre-se sobre a insuficiência da análise de estabilidade pautada unicamente no fator de segurança e mostra-se a metodologia proposta por Aoki (2002) para definição de probabilidade de ruína.

2.1. CONCEITOS DE MECÂNICA DOS SOLOS

Diversos problemas da engenharia de solos e fundações dependem da

capacidade dos solos de suportar cargas e conservar-se em equilíbrio, que por sua vez, quase sempre são função das características de resistência ao cisalhamento do solo, salvo condições especiais em que ocorrem rupturas por tensões de tração (CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2015; PINTO, 2006).

Portanto ao se trabalhar com projetos geotécnicos, é fundamental a compreensão dos mecanismos de ruptura do solo, assim como sua caracterização sob aspecto mecânico e físico. Informações a respeito de parâmetros de resistência ao cisalhamento são os principais dados de entrada às formulações de critérios de ruptura. Por sua vez, conhecer propriedades físicas dos solos, tais como granulometria e índices de plasticidade, permite uma melhor compreensão do comportamento solo e sua sensibilidade a variações de poropressão.

Neste sentido, a ABNT NBR 11682 (2009), que trata sobre o estudo e controle de estabilidade de encostas (taludes naturais) e obras de estabilização, preconiza que a caracterização geotécnica dos materiais envolvidos deve englobar ensaios para determinação de umidade natural; curva granulométrica, limites de liquidez e plasticidade e envoltória de resistência ao cisalhamento.

Diante do contexto apresentado, nesta seção discorre-se brevemente a respeito de caracterização física do solo; seus parâmetros de resistência, regidos pela coesão e ângulo de atrito do solo; critérios de ruptura e influência da análise sob tensões totais e tensões efetivas.

2.1.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

O solo é um elemento trifásico, formado por frações de solo, gás e água. Seu comportamento está condicionado às quantidades relativas de cada uma de suas fases constituintes (GONÇALVES; MARINHO; FUTAI, 2014), sujeitas a alterações conforme condições ambientais e ações antrópicas, tais como chuvas, compactação e movimentação de solo (VARELA, 2015).

A caracterização física, sob o ponto de vista da engenharia, objetiva estimar o provável comportamento do solo (PEREIRA, 2018c). Para tanto conta-se com ensaios de laboratório que forneçam subsídios para que o material seja classificado em grupos e subgrupos com propriedades semelhantes. O Sistema Unificado de classificação, por exemplo, é utilizado principalmente por geotécnicos que trabalham com barragens de terra (PEREIRA, 2018b).

A Tabela 1 traz um resumo dos ensaios de caracterização física presentes no estudo de caso e suas referências normativas, sendo eles: granulometria, umidade, peso específico in situ e limites de consistência. O ensaio de granulometria “estuda a textura do solo enquanto os limites de consistência abordam a influência do teor de umidade na fração fina dos solos” (PEREIRA, 2018a).

Tabela 1 – Ensaios de caracterização

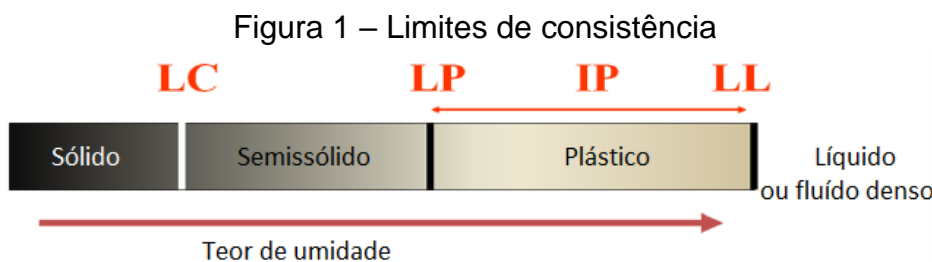
Ensaio	Princípio	Referência normativa	
		ABNT NBR nº	Título
Amostragem	Método para a preparação das amostras de solos para os ensaios de compactação e de caracterização.	6457 (2016)	Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização
Teor de umidade	Determina-se o peso total da amostra no seu estado natural e também após secagem completa em estufa (105 a 110°C). O peso de água é calculado pela diferença entre o peso natural e seco. O teor de umidade (w) é dada em porcentagem pela relação: $w = \frac{m_{\text{água}}}{m_{\text{solo}}}$ <p>Onde m = massa</p>	6457 (2016)	Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.
Massa específica in situ	Consiste na cravação de um cilindro amostrador de aço no solo com auxílio de uma haste guia. A massa específica (ρ) é calculada pela relação: $\rho = \frac{m_{\text{total}} - m_{\text{cilindro}}}{V_{\text{cilindro}}}$ $m_{\text{total}} = m_{\text{cilindro}} + m_{\text{solo}}$ <p>Onde V = volume</p>	NBR 6508 (2016)	Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica
Granulometria	Tem por escopo determinar a porcentagem em peso das faixas de tamanhos de grãos em relação à massa total da amostra ensaiada, obtendo-se uma curva de distribuição granulométrica, que fornece	NBR 7181 (2017)	Solo - Análise granulométrica

Ensaio	Princípio	Referência normativa	
		ABNT NBR nº	Título
	informações quanto a graduação e uniformidade do solo. Para o percentual dos grãos passantes na peneira 200 (075mm) o ensaio é complementado por sedimentação.		
Limite de plasticidade	O LP é definido pelo valor do teor de umidade correspondente a uma condição de fraturamento iminente do solo, quando se tenta moldar, a partir de uma pasta de solo passante na peneira 40 (0,42 mm), um cilindro de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento.	NBR 7180 (2016)	Solo — Determinação do limite de plasticidade
Limite de liquidez	<ul style="list-style-type: none"> - Utilizando o aparelho de Casagrande, adiciona-se água à amostra de 200 g de solo passante na peneira 40, previamente peneirado, até que se forme uma pasta (15 a 30 minutos de homogeneização); - Coloca-se a pasta de solo na concha do aparelho e com auxílio de um cinzel faz-se uma ranhura de aproximadamente 13 mm no centro da amostra; - Girado a manivela do aparelho, golpea-se a concha até que a ranhura se feche e determina-se o teor de umidade correspondente, registrando-se o número de golpes efetuados; - Repete-se o procedimento com no mínimo três valores de umidades distintas e plota-se um gráfico cuja ordenada representa os teores de umidade e a abscissa o número de golpes correspondente. <p>Por definição, o limite de liquidez corresponderá ao teor de umidade que proporciona o fechamento da ranhura com 25 golpes.</p>	NBR 6459 (Corrigi -da 2017)	Solo - Determinação do limite de liquidez

Fonte: Do autor.

2.1.1.1. SOLOS FINOS

Tratando-se de solos finos, a análise granulométrica não é suficiente para sua caracterização, pois sua natureza coesiva e a água adsorvida em seus argilominerais, influenciam fortemente o seu comportamento em função da sua umidade, podendo assumir características iguais às de um líquido ou de um sólido (GONÇALVES; MARINHO; FUTAI, 2014). Entre esses dois estados limites, o solo passa por um estado plástico e por um estado semissólido, definidos como estados consistência do solo, em que as fronteiras são definidas por teores de umidades e designam-se Limite de Contração (LC), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Liquidez (LL), como mostra a Figura 1.



Fonte: Adaptado de Gonçalves; Marinho; Futai (2014).

A plasticidade do solo está relacionada com a sua capacidade de expansão, contração e compressão, que é diretamente proporcional ao teor de argila do solo e varia de acordo com o tipo de argilomineral. A Equação (1) traz a definição do índice de plasticidade (IP) como preconiza a ABNT NBR 6502 (1995), expresso em porcentagem. Fisicamente este índice representa a quantidade de água que seria necessário acrescentar a um solo, para que ele passasse do estado plástico ao líquido. Das e Sobhan (2015) apresentam na Tabela 2 uma classificação conforme o IP. Seu valor é proporcional a plasticidade e compressibilidade da argila.

$$IP = LL - LP \quad (1)$$

Tabela 2 – Níveis de plasticidade

IP	Descrição
0	Não plástico
1 – 5	Ligeiramente plástico
5 – 10	Plasticidade baixa
10 – 20	Plasticidade média
20 – 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Das e Sobhan (2015).

Outro índice interessante de se avaliar em solos finos é chamado índice de atividade (IA), conforme Equação (2), usado para identificar o potencial de expansão e contração de solos argilosos (DAS; SOBHAN, 2015) e serve como indicação da maior ou menor influência da fração argilosa nas propriedades geotécnicas de um solo (PEREIRA, 2018b). A Tabela 3 mostra os níveis de atividade das argilas.

$$IA = \frac{IP}{\% \text{ Fração de argila (passante na peneira 200)}} \quad (2)$$

Tabela 3 – Níveis de atividade das argilas

IA – Índice de atividade	Descrição
< 0,75	Solo inativo
0,75 < IA < 1,25	Solo de atividade normal
> 1,25	Solo ativo

Fonte: Pereira (2018).

Das e Sobhan (2015) compilaram valores típicos de LL, LP e IA de alguns argilominerais, baseados em estudos de Mitchell (1976) e Skempton (1953).

Tabela 4 – Valores típicos de LL, LP e IA de alguns argilominerais

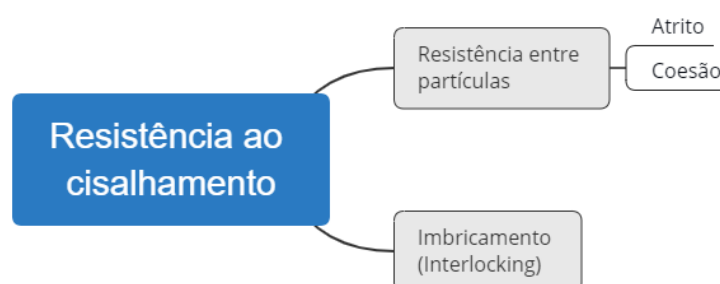
Mineral	LL	LP	IA
Caulinita	35 – 100	20 - 40	0,3 – 0,5
Ilita	60 – 120	35 – 60	0,5 – 1,2
Montmorilonita	100 – 900	50 – 100	1,5 – 7,0
Haloisita (hidratada)	50 – 70	40 – 60	0,1 – 0,2
Haloisita (desidratada)	40 – 55	30 – 45	0,4 – 0,6

Fonte: Adaptado de Das; Sobhan (2015).

2.1.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO

Segundo Gerscovich (2012), os solos resistem aos esforços cisalhantes devido à dois mecanismos, como mostra a Figura 2: resistência no contato entre os grãos, devido ao atrito e/ou coesão, e resistência adicional causado pelo arranjo estrutural ou entrosamento das partículas, dito imbricamento (*interlocking*).

Figura 2 – Mecanismos de resistência do solo



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

O imbricamento é definido como o trabalho adicional necessário para movimentar uma partícula ascendentemente quando se provoca um deslizamento horizontal nas partículas, desta forma, quanto mais denso for o solo, maior a contribuição do imbricamento e, conseqüentemente, maior a resistência do solo. (GERSCOVICH, 2012).

2.1.2.1. ÂNGULO DE ATRITO

Para os solos em condições em que a drenagem é permitida, visto a infinidade

de contatos pontuais entre as partículas, a resistência ao cisalhamento é principalmente um fenômeno de atrito (BERBERIAN, 2018; CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2015).

A mobilização da resistência ao atrito pode ser comparada ao deslizamento de um corpo rígido sobre uma superfície plana, onde a tensão tangencial necessária ao deslizamento do corpo é função da tensão normal e do coeficiente de atrito entre o corpo e plano (GERSCOVICH, 2012), no caso de solos, entre seus grãos sólidos. Sendo assim, tem-se a denominação genérica de ângulo de atrito interno do solo (CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2015).

2.1.2.2. COESÃO

A atração físico-química entre as partículas do solo também pode provocar uma resistência à movimentação independente da tensão normal atuante no plano, conhecida como coesão, observada em solos argilosos e solos cimentados (CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2015; GERSCOVICH, 2012; PINTO, 2006)

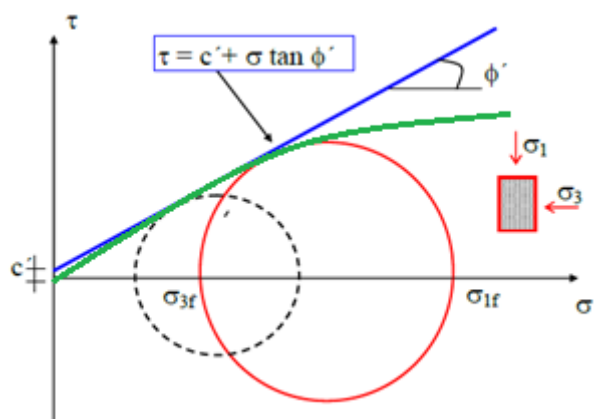
Retornando a analogia utilizada para explicação do fenômeno de atrito, a coesão seria equivalente à existência de uma cola entre o corpo rígido e a superfície plana, traduzindo-se em uma ligação efetiva entre as partículas do solo (GERSCOVICH, 2012).

2.1.3. CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

“A ruptura é um estado de tensões arbitrário definido pela curva tensão x deformação” (GERSCOVICH, 2012, p. 80). Segundo Fiori (2015) os planos de deslizamento em solos e rochas são aqueles nos quais verifica-se uma relação ótima das magnitudes dos esforços cisalhante e normal. Para determiná-los recorre-se a formulações que procuram refletir tais condições, ditos critérios de ruptura.

Conforme Das e Sobhan (2015) e Pinto (2006) o critério que melhor representa o comportamento dos solos é o de Mohr-Coulomb. Desse modo trabalha-se com o conceito de envoltória de ruptura, que define o lugar geométrico dos estados de tensão normal e cisalhante na condição de ruptura (GERSCOVICH, 2012). Figura 3.

Figura 3 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2009).

A envoltória de Mohr-Coulomb é obtida pela linearização, por meio da Equação (3) de Coulomb, da curva que envolve os círculos de Mohr, traçados mediante das tensões principais σ_1 e σ_3 correspondentes aos estados de tensões de ruptura determinados experimentalmente. Pela equação de Coulomb, c e φ são considerados constantes do material, respectivamente coesão e ângulo de atrito interno, e σ é a tensão normal existente no plano de cisalhamento.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3)$$

Vale ressaltar que o coeficiente linear (c) da reta ajustada não corresponde ao fenômeno físico da coesão de um solo, que seria a parcela da resistência que independe da existência de tensão normal, e deve ser interpretado simplesmente como um intercepto da equação linear válida para uma determinada faixa de tensões. A mesma observação é válida ao ângulo de inclinação da reta (φ). Também cabe mencionar que c e φ podem sofrer variação a depender das condições de ensaio, como situação de drenagem e compacidade da amostra. (GERSCOVICH, 2012; PINTO, 2006).

2.1.3.1. PRINCÍPIO DA TENSÃO EFETIVA

O solo, por se tratar de um elemento trifásico, quando solicitado, “parte dos esforços é transmitida pelos grãos e, conforme as condições de saturação, parte é transmitida pela água” (GERSCOVICH, 2012, p. 48).

Em um solo saturado, parte da tensão normal total (σ) é transmitida pelos grãos, dita tensão efetiva (σ'), e a outra parcela é transmitida à água, conhecida como poropressão (u). Em contrapartida, a tensão de cisalhamento é transmitida exclusivamente pela fase sólida, visto que a água não resiste à tensão cisalhante. (DAS; SOBHAN, 2015; GERSCOVICH, 2012).

Deste modo, expressando-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb em termos de tensões efetivas tem-se, de acordo com a Equação (4):

$$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi' = c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \varphi' \quad (4)$$

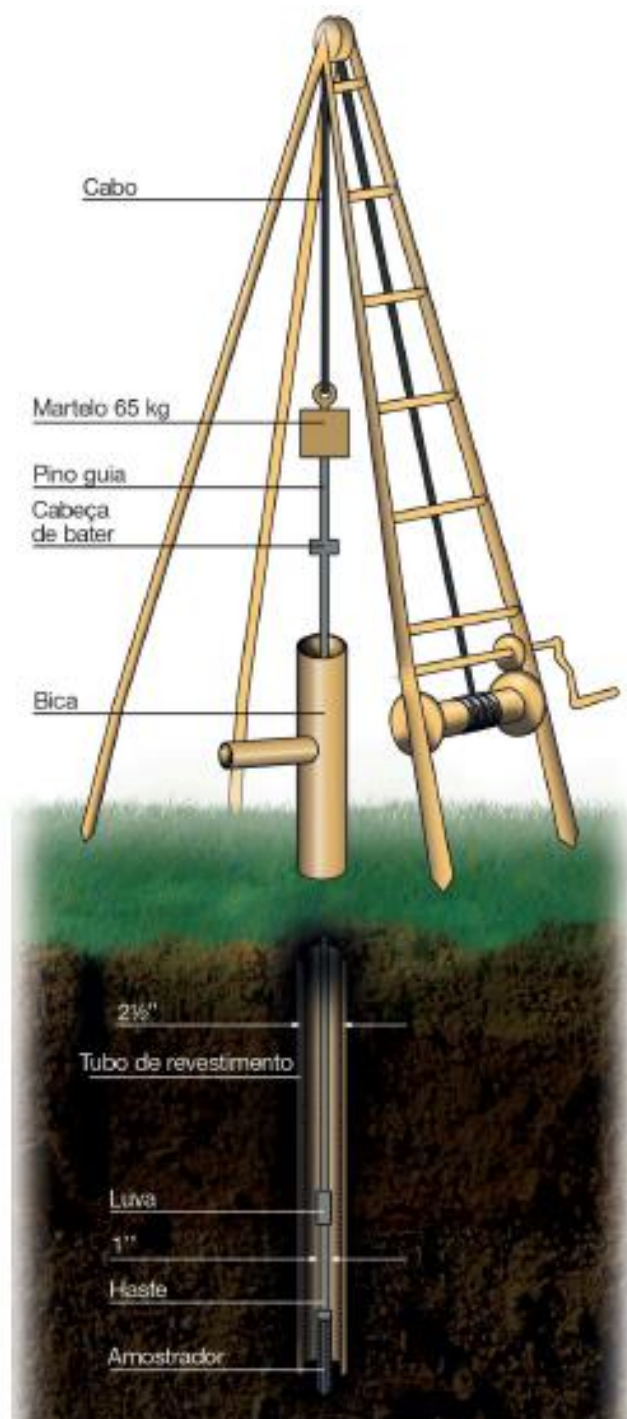
Percebe-se que a resistência ao cisalhamento não pode ser considerada uma grandeza fixa, portanto, deve-se atentar as condições de percolação de água bem como a velocidade de aplicação de cargas (CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2015).

2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA VIA SPT

O Standard Penetration Test (SPT) consiste em um ensaio de simples reconhecimento a percussão, que traz uma medida de resistência dinâmica e simultaneamente permite a classificação tátil visual do solo. Conforme a ABNT NBR 6484 (2001, p. 1), suas finalidades são “a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência; a posição do nível d’água; e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro”.

O método de execução deste tipo de sondagem contempla basicamente três etapas: locação dos furos, processo de perfuração e ensaio SPT conjuntamente à amostragem. A locação de cada furo de sondagem deve ser amarrada em um ponto estratégico do local e devidamente marcado e identificado, servindo como referência de nível para posterior determinação da cota de cada furo. A quantidade de furos é determinada de acordo com normas específicas ao tipo de projeto a ser executado. O processo de perfuração, ensaio e amostragem é feito com auxílio dos equipamentos presentes na Figura 4.

Figura 4 – Equipamento para ensaio SPT



Fonte: Schinaid e Odebrecht (2012).

2.2.1. PROCEDIMENTOS

Após a locação dos furos, o procedimento de sondagem se dá intercalando perfuração e ensaio SPT com retirada de amostras. Uma breve explicação é dada na

sequência.

Inicialmente escava-se até a profundidade de 1 m, coletando-se uma amostra representativa do solo para exame posterior e instala-se o tubo de revestimento até essa profundidade. Em seguida coloca-se o martelo padronizado sobre a cabeça de bater, suavemente, e mede-se a penetração. Não havendo penetração maior que 45 cm sob o peso do martelo de 65 kg, marca-se na haste três segmentos de 15 cm cada, totalizando 45 cm. O amostrador padrão é então cravado erguendo-se o martelo a uma altura de 75 cm, em movimento contínuo e sem rotação das hastes. Anota-se o número de golpes necessários a cravação de cada segmento de 15 cm. O número de golpes N ou N_{spt} , corresponde a cravação dos últimos de 30 cm do amostrador padrão.

Observa-se que mesmo ensaiando-se 45 cm de solo, a amostragem é válida para todo o metro inteiro. Berberian (2017) cita o exemplo de amostragem genérica a 10 m de profundidade, onde o amostrador é cravado até 10,45 m. Por essa razão o ponto indicativo no gráfico contido nos resultados (N x profundidade) deveria ser marcado a 10,30 m e não na divisória entre 9 e 10 m.

Após esta primeira etapa avança-se com a limpeza dos 55 cm finais que resta para alcançar o próximo metro inteiro. Atingindo-se o nível do lençol freático ou no limite de impenetrabilidade do SPT o avanço é continuado por circulação de água, conhecido como lavagem.

A amostragem é feita a cada metro de perfuração, retirando-se o solo confinado no interior amostrador padrão, como mostra a Figura 5, devendo ser acondicionada em recipiente hermético, para futura classificação da granulometria, cor, presença de matéria orgânica e origem, tais como solo residual, transportado ou aterro. Para mais detalhes quantos aos critérios de parada e medição do nível freático pode-se recorrer à ABNT 6484 (2001).

Figura 5 – Interior do amostrador com solo



Fonte: Do autor.

O laudo de sondagem final, além das informações básicas quanto ao contratante, responsável técnico, planta de locação da obra e dos furos de sondagem, equipamentos e procedimentos utilizados, contempla os perfis geológico-geotécnicos de cada sondagem, com a cota da boca do furo, descrição do solo a cada metro, índice de resistência a penetração N, detecção ou não de lençol freático e datas de início e término de cada sondagem. Um exemplo pode ser visto no Anexo A.

2.2.2. CORREÇÃO QUANTO À ENERGIA DE CRAVAÇÃO

Após a locação dos furos, o procedimento de sondagem se dá intercalando perfuração e ensaio SPT. Em decorrência de fatores locais e do grau de desenvolvimento tecnológico de cada país, existem diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e metodologias de ensaios, o que resulta na não uniformidade de significância de resultados. Na prática brasileira, preconizada pela ABNT NBR 6484 (2001), que estabelece critérios rígidos de perfuração e ensaio, existem variações regionais de procedimentos no meio técnico. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Conhecidas as limitações envolvidas no ensaio, é possível ajustar os valores de N antes de aplicá-los em problemas geotécnicos. Atualmente é mais frequente a correção quanto aos picos de sondagem, diferenças de energia transmitida ao SPT e efeitos de sobrecarga, conhecido também como nível de tensões (BERBERIAN, 2018).

No Brasil é comum o uso de sistemas manuais para liberação de queda do martelo. Schnaid e Odebrecht (2012) apontam estudos indicando eficiências entre 70% e 80% e Berberian (2017) aproxima o valor à 72%, enquanto no padrão internacional tem-se 60% de eficiência.

Sabendo-se que o número de golpes N é diretamente proporcional a quantidade de energia transmitida e inversamente proporcional a eficiência do equipamento, pode-se dizer que (Equação(5)(5)):

$$N_{60} = \frac{N_{72} \cdot 0,72}{0,60} = 1,2 \cdot N_{72} \quad (5)$$

2.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO

A qualidade do projeto depende da confiabilidade das investigações de campo e laboratório e da capacidade do projetista de interpretar os resultados experimentais, definir parâmetros de projeto e, principalmente, analisar os diferentes cenários possíveis que possam alterar as condições de resistência ao cisalhamento (GERSCOVICH, 2012).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012, p. 14), geralmente os projetos geotécnicos são executados com bases em ensaios de campo, “cujas medidas permitem uma definição satisfatório da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos”. Os autores salientam que escolha do tipo de ensaio deve ser compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem medidas. Campanhas de retirada de amostras indeformadas para a realização de ensaios de laboratório, podem ser adotadas como procedimentos complementares visando à determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade.

Conforme Berberian (2018, p. 1.1) “a grande e expressiva maioria dos projetos de fundações e obras de terra são desenvolvidos com base única e exclusivamente nos resultados das sondagens a percussão SPT (*Standard Penetration Test*). Destaca-se como vantagem sua metodologia simples, com baixo custo e de fácil interpretação e, ainda que não simule o comportamento estático das obras devido ao processo de cravação dinâmica, é considerada a ferramenta de investigação geotécnica mais popular, rotineira e econômica em praticamente todo o mundo (BERBERIAN, 2018; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Caputo, Caputo e Rodrigues (2015) apontam a determinação dos parâmetros de resistência do solo como um dos problemas mais complexos da Mecânica dos Solos. Em laboratório geralmente são determinados através de ensaios de compressão triaxial, cisalhamento direto e compressão simples. Os ensaios triaxiais são mais complexos e onerosos, contudo, permitem simular condições diversas de carregamento e drenagem, que buscam retratar, o tanto quanto possível, as condições em que a obra estará atuando. Berberian (2018) faz observação semelhante quanto ao uso de correlações, devendo-se atentar para que a escolha

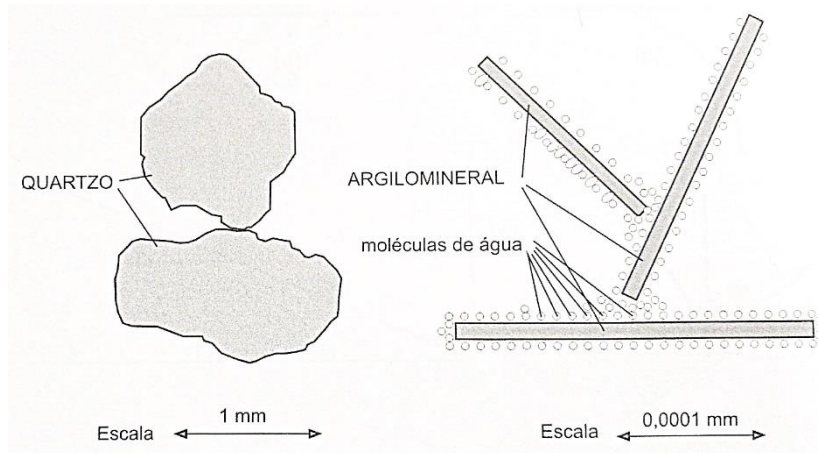
dos parâmetros seja coerente com a análise mais adequada, via tensões totais, tensões efetivas, ou ainda situação intermediária.

Neste capítulo discorre-se brevemente sobre a determinação de parâmetros de resistência dos solos ao cisalhamento através de ensaio de laboratório e a partir de correlações, na sua maioria com N , além de observações acerca das condições de análise considerando tensões totais e tensões efetivas.

2.3.1. TENSÃO TOTAL VERSUS TENSÃO EFETIVA

As forças transmitidas no contato entre os grãos do solo de areia e de argila são diferentes, como mostra a Figura 6. Nas areias as forças resultantes do contato entre os grãos são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície, de forma que os contatos ocorrem realmente entre dois grãos minerais. No caso das argilas, visto o número de partículas muitíssimo maior, a parcela de força transmitida em cada contato é extremamente reduzida, impossibilitando a remoção das partículas de água adsorvidas a elas (PINTO, 2006).

Figura 6 – Transmissão de forças entre partículas de areia e de argilas.



Fonte: Pinto (2006).

Pelo princípio das tensões efetivas vê-se que a resistência ao cisalhamento de um solo é influenciada pela percolação de água, que por sua vez, se dá de maneiras diferentes a depender de sua estrutura físico-química. Sendo assim, ao se avaliar a coesão e o ângulo de atrito, faz-se necessário observar as condições de drenagem e carregamento possíveis ao longo da obra, bem como o tipo de solo, a fim de que se

perceba qual a condição mais crítica a ser analisada, se em termos de tensão total ou tensão efetiva, ou seja, condição não drenada e condição drenada.

A análise por tensões totais ocorrerá quando o solo não apresentar condições satisfatórias de drenagem, ou for saturado, mas a velocidade de aplicação das cargas é tal que não haverá tempo hábil para movimentação de água nos poros, ou for suficientemente fino de tal forma que não permita a saída de água no transcurso de tempo do ensaio ou da obra (BERBERIAN, 2018). Assim, em solo saturado e pouco permeável o ângulo de atrito é nulo e a resistência é função da coesão (CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2015).

Já a análise por tensões efetivas se dará nos casos em que a drenagem for permitida, fazendo do atrito o principal responsável pela resistência ao cisalhamento do solo, onde a coesão efetiva pode ser considerada nula, salvo casos de argilas pré-adensadas ou parcialmente saturadas (BERBERIAN, 2018).

2.3.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Em laboratório, a resistência ao cisalhamento de um solo é usualmente determinada por ensaios de cisalhamento direto, compressão triaxial ou compressão simples (CAPUTO, 2007). O ensaio de cisalhamento direto é a forma mais simples e mais antiga de ensaio de cisalhamento (DAS; SOBHAN, 2015) e tem como deficiência a imposição de um plano de ruptura, o que para solos homogêneos não acarreta prejuízos. O ensaio de compressão simples pode ser considerado um caso especial de compressão axial, com tensão de confinamento nula.

O ensaio de cisalhamento direto consiste em determinar, sob uma tensão normal, qual a tensão capaz de provocar a ruptura de uma amostra de solo colocada dentro de uma caixa metálica de cisalhamento, contendo pedras porosas, uma superior e outra inferior, que permitem a drenagem da amostra (Figura 7). O ensaio pode ser feito sob tensão controlada ou deformação controlada. (DAS; SOBHAN, 2015; CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2015). Repetindo-se o ensaio com corpos de prova similares obtém-se os pares de tensão normal e tensão cisalhante, que podem compor a envoltória de ruptura.

Tabela 5 – Tipos de ensaios triaxiais

Tipo de ensaio triaxial	1º fase – Aplicação de σ_3		2º fase - Aplicação de σ_1		Parâmetros obtidos em termos de	
	<i>Drenagem</i>	<i>Velocidade</i>	<i>Drenagem</i>	<i>Velocidade</i>	<i>Tensões totais</i>	<i>Tensões efetivas</i>
Consolidado drenado (CD)	Permitida	Lenta	Permitida	Lenta		x
Não consolidado não drenado (UU)	Não Permitida	Rápida	Não Permitida	Rápida	x	
Consolidado não drenado (CU)	Permitida	Lenta	Não Permitida	Rápida	x	x

Fonte: Do autor.

2.3.3. CORRELAÇÕES SEMIEMPÍRICAS

Devido aos custos com ensaios de laboratório serem considerados elevados, muitos autores propuseram estudos que correlacionam o ângulo de atrito de um solo e sua coesão com o índice resistência à penetração (N) (RIBEIRO *et al.*, 2018; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Ressalta-se que geralmente tais formulações são de ordem empírica, obtidas em condições específicas e com expressa limitação por parte dos autores, contudo, muitas vezes são extrapoladas e utilizadas de forma inapropriada. Portanto a fim de conceder o grau de confiabilidade desejado, recomenda-se aplicar um tratamento estatístico verificando-se a compatibilidade com solos regionais. É desejável também que haja comparação com resultados de outros ensaios (BERBERIAN, 2018; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Schnaid e Odebrecht (2012, p. 16) e Berberian (2018, p. 2.8) trazem informações acerca da aplicabilidade dos ensaios de campo adotados na prática internacional, indicando que “a escolha do tipo de ensaio deve ser compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem medidas” (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O SPT tem tido ampla aplicação na prática brasileira, usado com frequência na

estimativa propriedades geotécnicas a partir de correlações, sendo mais adequado a prospecção de solos granulares e à previsão de valores para ângulo de atrito. Em solos coesivos, a resistência à penetração é função da resistência não drenada (S_u), que sofre influência da plasticidade, sensibilidade e fissuração da argila, motivo pelo qual existem relações diferentes entre S_u e N na literatura. (BERBERIAN, 2018; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Para determinação de coesão não drenada (S_u ou c_u), normalmente, têm se utilizado ensaios de palheta (Vane Shaer) e ensaios de compressão via amostras indeformadas (BERBERIAN, 2018; SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Berberian (2018) comenta que ainda que os valores c_u obtidos por correlação sejam vistos com desconfiança pelos teóricos puros, é muito provável os erros introduzidos ao se transferir os estados de tensão avaliados em campo para os ensaios de laboratório suplantem as imprecisões das correlações.

Na Tabela 6 e Tabela 7 traz-se um levantamento das principais correlações encontradas na literatura pesquisada, sendo que sua grande maioria se relaciona com SPT. Os parâmetros foram divididos em termos de tensões totais (ϕ e c_u) e tensões efetivas (ϕ' e c'). As formulações que compõem a Tabela 6 e a Tabela 7 estão no Anexo B e Anexo C, respectivamente.

Tabela 6 – Referências e formulações para determinação de ângulo de atrito

		Referência	Formulação	Observações	
ϕ	Formulações	1	Berberian (2018)	$20^\circ + 0,4N$	Argilas lateríticas não saturadas.
		2	Berberian (2018)	$15^\circ + 0,3N$	Argilas lateríticas saturadas.
		3	Godoy (1983)	$28^\circ + 0,4N$	Condição não drenada.
		4	Teixeira (1996)	$15^\circ + \sqrt{20 \cdot N}$	Condição não drenada para solo granular.
ϕ'	Formulações	1	Peck et al. (1986) <i>apud</i> Berberian (2018)	Figura 46	Para a curva de Berberian se a areia contida na mistura for comprovadamente grossa, aumentar 2 graus e se for fina diminuir.
		2	De Mello (1972)	Figura 47	Considera efeito da sobrecarga e granulometria (fina e grossa).
		3	Décourt (1989)	Figura 48	Levando em conta o efeito do envelhecimento de areias.
		4	Teixeira (1996)	$15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{60}}$	Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) são usualmente adotadas.
		5	Hatanaka e Uchida (1996)	$20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{60}}$	

		Referência	Formulação	Observações																																																									
Tabelas	6	Peck, Hanson e Thornburn (1974)	Figura 49	Estimativa conservadora, segundo Schnaid e Odebrecht (2012). Usa N_{60} .																																																									
	7	Mitchell, Guzikowski e Vilet (1978)		Deve-se levar em conta os efeitos da energia de cravação e da tensão atuante. N_{60} .																																																									
	8	Joppert (2007)	<p>Tabela 25 - Parâmetros de resistência e peso específico para solos por Duncan <i>et al.</i> (1980)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Classificação de solo</th> <th>γ (kN/m³)</th> <th>ϕ (°)</th> <th>c (kPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">Areias e cascalhos</td> <td>24</td> <td>42</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>23</td> <td>39</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>22</td> <td>36</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>21</td> <td>33</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Areia Siltosa</td> <td>21</td> <td>36</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>34</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>19</td> <td>32</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>30</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Areia Argilosa</td> <td>21</td> <td>33</td> <td>24</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>33</td> <td>19</td> </tr> <tr> <td>19</td> <td>33</td> <td>14</td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>33</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Argila arenosa</td> <td>21</td> <td>30</td> <td>19</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>30</td> <td>14</td> </tr> <tr> <td>19</td> <td>30</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>30</td> <td>5</td> </tr> </tbody> </table> <p>Fonte: Adaptado de Duncan <i>et al.</i> (1980).</p>			Classificação de solo	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	Areias e cascalhos	24	42	0	23	39	0	22	36	0	21	33	0	Areia Siltosa	21	36	0	20	34	0	19	32	0	18	30	0	Areia Argilosa	21	33	24	20	33	19	19	33	14	18	33	10	Argila arenosa	21	30	19	20	30	14	19	30	10	18	30	5
	Classificação de solo	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)																																																									
	Areias e cascalhos	24	42	0																																																									
23		39	0																																																										
22		36	0																																																										
21		33	0																																																										
Areia Siltosa	21	36	0																																																										
	20	34	0																																																										
	19	32	0																																																										
	18	30	0																																																										
Areia Argilosa	21	33	24																																																										
	20	33	19																																																										
	19	33	14																																																										
	18	33	10																																																										
Argila arenosa	21	30	19																																																										
	20	30	14																																																										
	19	30	10																																																										
	18	30	5																																																										
9	Duncan <i>et al.</i> (1980)	Tabela 26																																																											
10	Terzaghi e Peck (1953) <i>apud</i> Berberian (2018)	Tabela 25																																																											
11	Bowles (1996) <i>apud</i> Berberian (2018)	Tabela 27																																																											
12	TQS (2011)	Tabela 28																																																											
		Tabela 29																																																											

		Referência	Formulação	Observações
	13	Das; Sobhan (2015)		

Tabela 30

Fonte: Do autor.

Tabela 7 – Referências e formulações para determinação de coesão

		Referência	Formulação	Observações	
c_u ou S_u	Formulações	1	Terzaghi (1953) e Sowers (1979) <i>apud</i> Berberian (2018)	$5,2 \cdot N_{60}$ [kPa]	
		2	Berberian (2018)	$100 \cdot (N/\alpha)$ [kPa] Onde α é tabelado de acordo com o tipo de solo	Para situação drenada (não saturada ou não submersa) recomenda-se dividir o resultado por 1,50.
		3	Teixeira e Godoy (1996)	$10 \cdot N$ [kPa]	Condição não drenada.
		4	Stroud (1989)	$(4 \text{ a } 6) \cdot N_{60}$ [kPa]	Dados de argilas pré-adensadas.
		5	Décourt (1991)	$12,5 \cdot N$ [kPa]	
		6	Mesri (1975)	$0,22 \cdot \sigma'_0$ [kPa] Onde σ'_0 é a tensão normal vertical	Para argila normalmente adensada.
		7	Navy (1986)	Figura 51	
		8	Hara <i>et al.</i> (1971)	$(0,29 N_{60}^{0,72}) \cdot Pa$ [kPa], (Pa = 100 kN/m ²)	

		Referência	Formulação	Observações																														
		9	Skempton (1957)	$(0,11 + 0,0037 (IP)) \cdot \sigma'_0$ [kPa] Com base em ensaio de cisalhamento de paleta. Para argila normalmente adensada. Segunda Das (2017) é a relação empírica mais citada entre c_u e pressão de sobrecarga efetiva σ'_0 .																														
	Tabelas	10	Bowles (1996) <i>apud</i> Berberian (2018)	Tabela 31																														
		11	TQS (2011)	Tabela 32 – Recomendação de valores para coesão por Das e Sobhan (2015)																														
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>IC</th> <th>N60</th> <th>N72</th> <th>qu* (kN/m²)</th> <th>cu (kN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>< 0,5</td> <td>< 2</td> <td>< 1</td> <td>< 25</td> <td>< 13</td> </tr> <tr> <td>0,5 - 0,75</td> <td>2 - 8</td> <td>1 - 5</td> <td>25 - 80</td> <td>13 - 40</td> </tr> <tr> <td>0,75 - 1,0</td> <td>8 - 15</td> <td>5 - 9</td> <td>80 - 150</td> <td>40 - 75</td> </tr> <tr> <td>1,0 - 1,5</td> <td>15 - 30</td> <td>9 - 17</td> <td>150 - 400</td> <td>75 - 200</td> </tr> <tr> <td>> 1,5</td> <td>> 30</td> <td>> 17</td> <td>> 400</td> <td>> 200</td> </tr> </tbody> </table> <p>*qu é a resistência à compressão não confinada. $cu = qu / 2$</p> <p>Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2015).</p>	IC	N60	N72	qu* (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	< 0,5	< 2	< 1	< 25	< 13	0,5 - 0,75	2 - 8	1 - 5	25 - 80	13 - 40	0,75 - 1,0	8 - 15	5 - 9	80 - 150	40 - 75	1,0 - 1,5	15 - 30	9 - 17	150 - 400	75 - 200	> 1,5	> 30	> 17	> 400	> 200
IC		N60	N72	qu* (kN/m ²)	cu (kN/m ²)																													
< 0,5	< 2	< 1	< 25	< 13																														
0,5 - 0,75	2 - 8	1 - 5	25 - 80	13 - 40																														
0,75 - 1,0	8 - 15	5 - 9	80 - 150	40 - 75																														
1,0 - 1,5	15 - 30	9 - 17	150 - 400	75 - 200																														
> 1,5	> 30	> 17	> 400	> 200																														
			Tabela 33																															
		12	Das; Sobhan (2015)	Tabela 32																														
c'	Form.	1	Berberian (2017)	$N/0,35$ $c_u < 60$ kPa. Situação drenada para solos estruturados lateríticos não saturados.																														
	Tabelas	2	Joppert (2007)	Tabela 25 - Parâmetros de resistência e peso específico para solos por Duncan <i>et al.</i> (1980)																														
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Classificação de solo</th> <th>γ (kN/m³)</th> <th>ϕ (°)</th> <th>c (kPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">Areias e cascalhos</td> <td>24</td> <td>42</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>23</td> <td>39</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>22</td> <td>36</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>21</td> <td>33</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Areia Siltosa</td> <td>21</td> <td>36</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>34</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>19</td> <td>32</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>30</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	Classificação de solo	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	Areias e cascalhos	24	42	0	23	39	0	22	36	0	21	33	0	Areia Siltosa	21	36	0	20	34	0	19	32	0	18	30	0
Classificação de solo	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)																															
Areias e cascalhos	24	42	0																															
	23	39	0																															
	22	36	0																															
	21	33	0																															
Areia Siltosa	21	36	0																															
	20	34	0																															
	19	32	0																															
	18	30	0																															

		Referência	Formulação	Observações		
			Areia Argilosa	21	33	24
				20	33	19
				19	33	14
				18	33	10
			Argila arenosa	21	30	19
				20	30	14
				19	30	10
				18	30	5
			Fonte: Adaptado de Duncan <i>et al.</i> (1980).			
			Tabela 26			
	3	Ducan et al (1980)	Tabela 25			
	4	TQS (2011)	Tabela 29			

Fonte: Do autor.

2.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

A estabilidade de forma genérica é um conceito qualitativo, entretanto, na engenharia em geral é transcrita de forma quantitativa através de índices relativos a segurança do objeto em estudo. Para tanto, diversos métodos foram desenvolvidos e de modo geral, as concepções de projetos de taludes baseiam-se em resultados fornecidos por análises determinísticas (GIACON JUNIOR, 2018), que nos últimos anos têm sido discutidas e vários autores e projetistas sugerem a incorporação de uma abordagem probabilística que incorpore as incertezas inerentes ao problema (APAZA; BARROS, 2015; GERSCOVICH, 2012; MAIA *et al.*, 2009; FLORES, 2008).

Os modelos determinísticos convergem a um fator de segurança, avaliado segundo a ABNT 11682 (2009). Para sua determinação é usual a utilização do método do equilíbrio-limite, devido à sua simplicidade e precisão dos resultados, ainda que suas premissas se distanciam do comportamento real de uma massa de solo (GERSCOVICH, 2012; MASSAD, 2010).

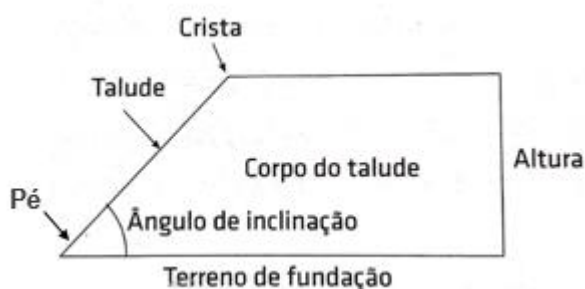
Sendo assim, neste capítulo abordam-se definições básicas para o estudo de estabilidade de taludes, a saber, terminologia utilizada; tipos de superfície de ruptura;

superfície crítica de ruptura e fator de segurança. Comenta-se também sobre o método de equilíbrio limite, modelo de fatias e condições críticas de análise.

2.4.1. DEFINIÇÕES BÁSICAS

Um talude pode ser definido como uma superfície inclinada exposta que limita um maciço de terra, de rocha ou ambos (DAS; SOBBHAN, 2015; FIORI, 2015). É dito natural no caso de encostas ou vertentes, e artificial quando se trata de cortes e aterros. A Figura 9 aponta a terminologia comumente utilizada.

Figura 9 - Terminologia para taludes de terra

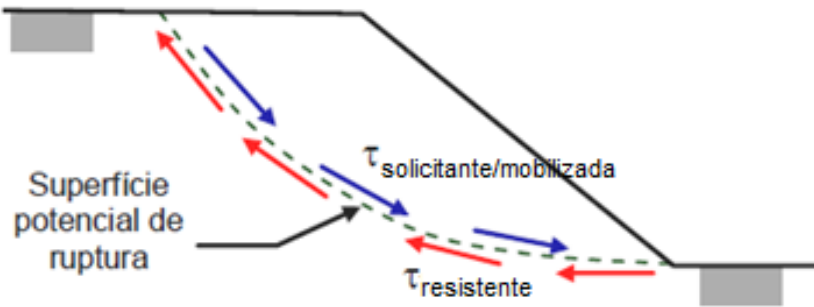


Fonte: Adaptado de Fiori(2015).

De forma teórica, um talude se apresenta com uma massa de solo submetida a forças devido aos pesos próprios materiais, ao escoamento da água e forças devidas a resistência ao cisalhamento. As duas primeiras, geralmente tendem a movimentar a massa de solo a partir da mobilização de tensões ao longo de uma potencial superfície de ruptura, enquanto a última exerce resistência a movimentação (FIORI, 2015).

Figura 10.

Figura 10 – Superfície de ruptura circular de um talude qualquer



Fonte: Gerscovich (2009).

As superfícies de ruptura se diferenciam de acordo com as características do solo ou maciço rochoso e, em geral, “a previsão dos possíveis modos de ruptura está condicionada à presença de heterogeneidade ao longo do perfil do talude” (GERSCOVICH, 2012). Dois exemplos distintos podem ser vistos na Figura 11.

Figura 11 – Diferentes superfícies de ruptura: (a) Escorregamento planar; (b) Escorregamento rotacional.



(a)



(b)

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2009).

Quando se trata de taludes com grande extensão, espessura de manto de solo reduzida e com perfis essencialmente do mesmo tipo, a linha de ruptura geralmente situa-se no contato entre o solo e a rocha e a ruptura é tipo planar (MASSAD, 2010), como na Figura 11 (a).

Nos taludes em que se tem uma geometria bem definida como ocorre em

pedreiras, barragens, estradas de rodagem e vias férreas, as rupturas podem se desenvolver ao longo de linhas poligonais ou circulares (MASSAD, 2010). Esta última ocorre geralmente em solos e rochas moles cujas propriedades mecânicas são regidas pelas propriedades de resistência do solo e não por possíveis descontinuidades preservadas da rocha de origem (FIORI, 2015; GERSCOVICH, 2012). Figura 11 (b).

Várias superfícies de ruptura devem ser investigadas para que se possa encontrar a superfície crítica, que é aquela associada ao fator de segurança mínimo (DAS; SOBHAN, 2015; FIORI, 2015; GERSCOVICH, 2012; MASSAD, 2010).

A ABNT 11682 (2009, p. 2) define o fator de segurança como a razão entre a resistência (tensão cisalhante máxima disponível – ou tensão resistente τ_{resis}) e a resistência mobilizada (tensão cisalhante atuante ao longo da superfície de ruptura – ou tensão devido às solicitações τ_{solic}), conforme Equação (6). Segundo a norma, seu intuito é cobrir as incertezas naturais das diversas etapas do projeto e construção.

$$FS = \frac{\tau_{resis}}{\tau_{solic}} = \frac{\text{Resistência ao cisalhamento do solo}}{\text{Tensão cisalhante solicitante/mobilizada}} \quad (6)$$

Um FS=1 indicaria a ocorrência de ruptura. Valores maiores que 1, condição estável, enquanto valores menores que 1 não possuem significado físico. Segundo Duncan e Wright (2005), o valor satisfatório de FS pode ser mensurado de acordo com as incertezas e as consequências em caso de falha. A metodologia de avaliação do fator de segurança mínimo, preconizada pela ABNT 11682 (2009), baseia-se na combinação de níveis de segurança contra perdas de vidas humanas e contra danos ambientais materiais e ambientais, exibidos na Tabela 8 e na Tabela 9.

Tabela 8 – Níveis de segurança conforme ABNT 11682 (2009)

Nível de segurança	Contra perda de vidas humanas	Contra danos materiais e ambientais
Alto	Área com <u>intensa movimentação e permanência de pessoas</u> , como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais

Nível de segurança	Contra perda de vidas humanas	Contra danos materiais e ambientais
	demais locais urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Área e edificações com <u>movimentação e permanência restrita de pessoas</u> Ferrovias e rodovias de tráfego moderado	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Área e edificações com <u>movimentação e permanência eventual de pessoas</u> Ferrovias e rodovias de tráfego moderado	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: Adaptado de ABNT 11682 (2009).

Tabela 9 – Fator de segurança mínimo

Nível de segurança contra danos A vidas humanas Materiais e Ambientais	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: Adaptado de ABNT 11682 (2009).

2.4.2. MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE

O método do equilíbrio limite consiste na determinação do equilíbrio estático de uma massa de solo, delimitada por uma superfície de ruptura de geometria qualquer, na iminência de um processo de escorregamento (GERSCOVICH, 2012; MASSAD, 2010). Parte-se dos seguintes pressupostos:

- Arbitra-se uma superfície potencial de ruptura, onde o solo acima desta é considerado um corpo livre;
- O coeficiente de segurança é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, desconsideram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva e todos os pontos atingem simultaneamente a resistência ao cisalhamento ($FS = 1$);
- O solo se comporta como um material rígido-plástico, ou seja, rompe-se bruscamente sem se deformar;
- Mesmo tratando-se de um processo dinâmico, as equações de equilíbrio estático são válidas até a eminência da ruptura.

Desta forma a tensão cisalhante solicitante (τ_{mob}) ou tensão cisalhante mobilizada ao longo da superfície de ruptura é determinada de forma que a massa esteja em estado de equilíbrio limite. Deste modo, o FS torna-se o valor ao qual os parâmetros de resistência devam ser reduzidos a fim de tornar o talude no limite da instabilidade. (GERSCOVICH, 2012). Exemplificando: um $FS=1,5$ indica que o talude deverá manter-se estável para valores de solicitação abaixo de 67% do valor da resistência ao cisalhamento, aproximadamente, mantendo-se as condições de contorno definidas previamente.

$$\tau_{mob} = \frac{\tau_f}{FS} = \frac{c}{FS} + \sigma \cdot \frac{tg\varphi}{FS} \quad (7)$$

Para análise dos esforços atuantes, conforme a observação dos escorregamentos na natureza, considera-se a massa de solo como um todo, ou subdivida em lamelas ou fatias, técnica mais versátil na qual a heterogeneidade do solo, a poropressão e a variação da tensão normal ao longo da superfície potencial de ruptura podem ser consideradas (DAS; SOBHAN, 2015; MASSAD, 2010).

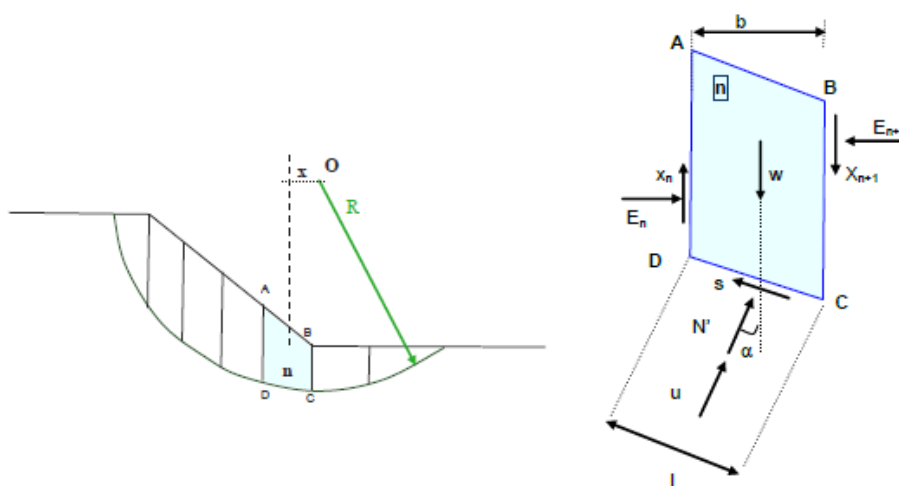
2.4.2.1. MÉTODO DAS FATIAS

O método consiste em subdividir o talude em fatias, considerando sua base como linear (ver Figura 12). Em seguida realiza-se o equilíbrio de forças em cada fatia, assumindo-se que as tensões normais na base da fatia sejam geradas pelo peso de solo contido na fatia e eventuais sobrecargas. Por sua vez, a resistência na base pode ser definida em termos totais (c_u) ou efetivos (φ' e c'). Por fim calcula-se o equilíbrio

de momentos em relação ao centro do círculo considerando as forças tangenciais e normais nas bases das fatias. (GERSCOVICH, 2012).

Ao observar a Figura 12, nota-se que não é possível determinar todas as forças que atuam nas fatias nem suas posições apenas com as equações de equilíbrio estático e resistência ao cisalhamento, pois o número de incógnitas ($6n - 2$) supera as equações disponíveis ($4n$). Para se levantar esta indeterminação são adotadas hipóteses simplificadoras, que dão origem aos diversos métodos atualmente em uso (MASSAD, 2010). Uma hipótese comum a todos os métodos é assumir que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central, reduzindo as incógnitas para $5n - 2$.

Figura 12 – Análise de estabilidade por método de fatias



Fonte: Gerscovich (2009).

Onde:

$w = W_n$: peso da fatia;

N' : força normal à base da fatia;

S : força tangencial à base da fatia ($S = F_{resis} = \tau_{resis} \cdot l$);

E_n, E_{n+1} : componente horizontal das forças entre as fatias;

X_n, X_{n+1} : componente vertical das forças entre as fatias;

b : largura da fatia;

l : comprimento da base da fatia.

Fellenius propôs tratar o equilíbrio de forças na direção normal a base das fatias admitindo a resultante das forças laterais como colineares e de igual magnitude, anulando então seus efeitos. Desta forma o fator de segurança em função das tensões

atuantes por metro de profundidade é dado na Equação (8). Traz-se algumas observações a seguir:

- O valor de α_n é positivo quando a inclinação do arco coincidir com a inclinação do talude e negativo caso contrário (DAS; SOBHAN, 2015);
- Quando houver poropressão atuando na base do plano potencial de escorregamento, seu valor deve ser considerado (FIORI, 2015), conforme Equação (9);
- No caso de solos estratificados, as fatias devem ser definidas de forma que cada base contenha apenas um tipo de solo, que será considerado na definição dos parâmetros de resistência daquela fatia (GERCOVICH, 2009).

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} c \cdot l_n + W_n \cdot \cos\alpha_n \cdot tg\varphi}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot \text{sen}\alpha_n} \quad (8)$$

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} c \cdot l_n + (W_n \cdot \cos\alpha_n - \mu_n \cdot l_n) \cdot tg\varphi}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot \text{sen}\alpha_n} \quad (9)$$

Posteriormente, Bishop propôs uma solução mais refinada ao modelo de Fellenius ao levar em conta as reações entre as fatias vizinhas. O autor percebeu que a desconsideração das forças verticais resultava num erro da ordem de apenas 1%, dando origem ao método de Bishop Simplificado. Equações (10) e (11).

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c \cdot b_n + (W_n - \mu_n \cdot b_n) \cdot tg\varphi] \cdot \frac{1}{m_{\alpha,n}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \cdot \text{sen}\alpha_n} \quad (10)$$

Onde:

$$m_{\alpha,n} = \left(1 + \frac{tg\varphi \cdot tg\alpha_n}{FS} \right) \cdot \cos\alpha_n \quad (11)$$

Nesta metodologia o FS é determinado por iteração. Para tanto toma-se um valor de inicial de FS dado por Fellenius e recalcula-se por Bishop Simplificado até que haja convergência.

Segundo Das e Sobhan (2015) o método de Bishop Simplificado é provavelmente o mais utilizado e quando incorporado a programas computacionais,

na maioria dos casos, apresenta resultados satisfatórios. Rogério (1977) *apud* Fiori (2015) aponta que o método de Fellenius conduz a uma superestimava de 15% em relação a Bishop. Nos casos em que as poropressões são elevadas, como pode ocorrer em círculos muito profundo, não considerar as forças que atuam nas laterais das fatias pode gerar grandes erros, porém quando a poropressão é nula o efeito é inconsequente (GERCOVICH, 2012; MASSAD, 2010).

2.4.3. CONDIÇÕES CRÍTICAS DE ANÁLISE

Além da busca da potencial superfície de ruptura crítica, faz-se necessário avaliar quais condições são mais desfavoráveis a estabilidade do talude analisado. Isso envolve estabelecer as hipóteses sobre condições de drenagem e variação dos estados de tensão ao longo da vida útil da obra. (GERSCOVICH, 2012).

Como o comportamento do solo é regulado pelas tensões nos grãos, Gerscovich (2012) aponta como correto proceder-se com análise de tensões efetivas, todavia, no caso de solo saturado, a análise em função das tensões totais fornece resultados confiáveis. Assim sendo em solos saturados, em termos de tensão efetiva, a tensão cisalhante mobilizada/solicitante é descrita na Equação (12) e em termos de tensões totais, pode ser estimada como mostra a Equação (13).

$$\tau_{solic} = \frac{c'}{FS} + (\sigma - \mu) \frac{tg\varphi'}{FS} \quad (12)$$

$$S_{u_{solic}} = \frac{S_u}{FS} \quad (13)$$

2.5. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE

Na geotecnia os mecanismos de resistências estão associados às características do solo, que é um material complexo, formado pela combinação de diversos fatores geológicos, ambientais e processos físico-químicos, fazendo com que suas propriedades em campo variem tanto verticalmente quanto horizontalmente (PHOON; KULHAWY, 1999). Portanto existe uma incerteza associada à adoção de valores médios como representativos das propriedades dos solos, devido as próprias condições do solo e também à quantidade de ensaios disponíveis, que é sempre

limitada (FLORES, 2008).

Diante deste contexto, de acordo com Duncan e Wright (2005), uma análise de confiabilidade seria uma alternativa de se calcular a estabilidade considerando explicitamente as incertezas envolvidas nas análises. Segundo os mesmos autores, a confiabilidade pode ser definida como a probabilidade de o talude não falhar nas condições de projeto, tais como condição de infiltração, duração da aplicação de sobrecarga, condição de fim de construção, consideração de abalos sísmos, etc. Deste modo é possível avaliar os efeitos da combinação das incertezas e distinguir quais dentre elas impactam mais os resultados.

Para tanto os parâmetros do solo antes considerados fixos passam a ser tratados com variáveis aleatórias, e sua análise é feita com base em funções de densidade de probabilidade, que permitem quantificar a probabilidade de ruína/ falha associada ao fator de segurança definido na análise determinística.

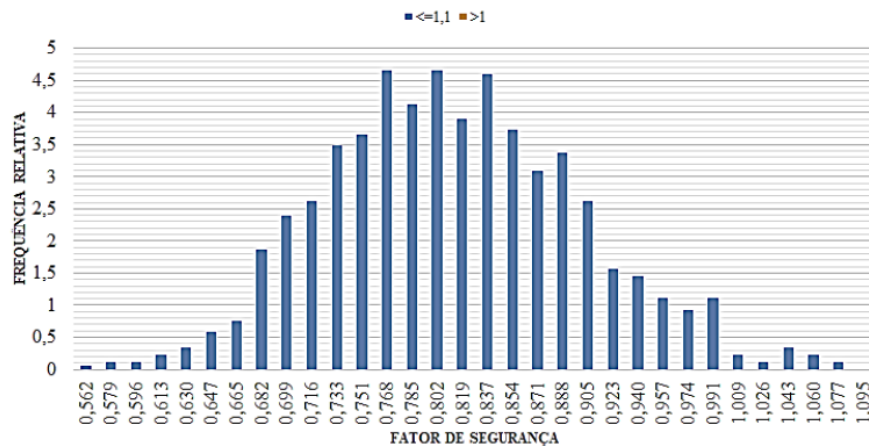
2.5.1. CONCEITOS BÁSICOS DE ESTATÍSTICA E PROBABILIDADE

Baseados em Bussab e Moretiti (2010), nesta seção apresenta-se os principais conceitos de estatística e probabilidade que dão suporte às análises de estabilidade probabilísticas.

Dentro da estatística, os dados geotécnicos podem ser definidos como variáveis quantitativas contínuas, em que os possíveis valores pertencem a um intervalo de números reais. Quando aplicadas em modelos probabilísticos recebem o nome de variáveis aleatórias.

Ao se estudar uma variável, o maior interesse consiste em compreender comportamento o seu comportamento a partir da ocorrência de suas possíveis determinações. Para tanto, o histograma é uma ferramenta capaz de resumir descritivamente variáveis associadas a um ou mais conjuntos de dados. O histograma é um gráfico de barras contíguas, com as bases proporcionais aos intervalos previamente definidos (classes), e a área de cada retângulo proporcional à respectiva frequência, que é a razão entre a quantidade de variáveis dentro do intervalo e a quantidade total de variáveis. Um exemplo de distribuição de frequência, tendo o FS como variável, pode ser visto Figura 13.

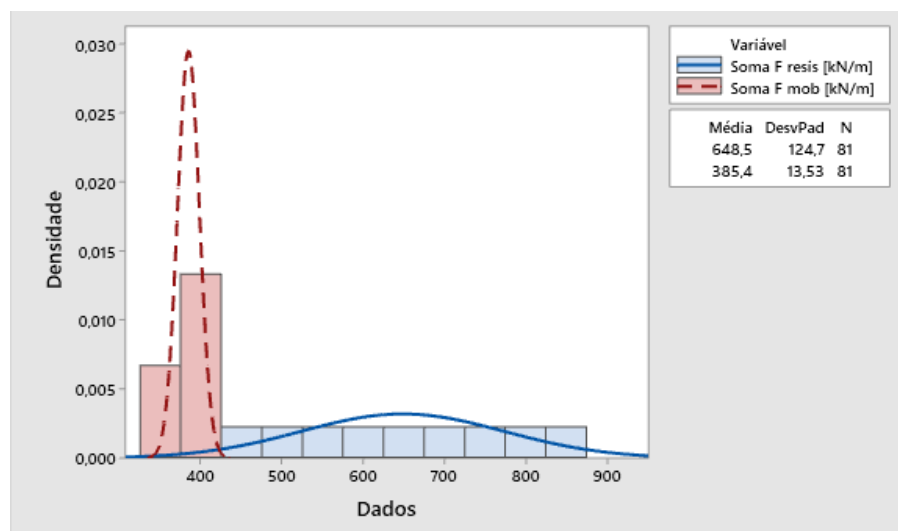
Figura 13 – Exemplo de distribuição de frequência



Fonte: Silva (2015)

A partir da distribuição de frequências pode-se criar modelos probabilísticos que reproduzam o seu comportamento, representados por meio de funções densidade de probabilidade (FDP). Deste modo é possível fazer previsões do comportamento de um parâmetro através da análise de um conjunto de dados. Na Figura 14 pode ser visto um exemplo de histograma de frequência que foi aproximado por uma FDP normal, presente nos resultados da seção do estudo de caso.

Figura 14 – Exemplo de histograma de FDP



Fonte: Do autor.

Com o objetivo de sintetizar ainda mais as variáveis aleatórias, pode-se tomar alguns valores que sejam representativos da série toda, tidos como medidas de

posição. Os mais usais são os de posição central: média aritmética, mediana ou moda.

O resumo de um conjunto de dados por uma única medida representativa de posição pode esconder informações a respeito da variabilidade do conjunto de observações, portanto, é importante que se tenha medidas de dispersão. É comum a adoção do critério de dispersão dos dados em torno de sua média através do desvio padrão e variância. Outra medida conveniente de dispersão é o coeficiente de variação (CV), visto que o desvio padrão pode ser afetado pela magnitude dos dados, portanto, ao se comparar a dispersão de dois conjuntos de dados, a análise através do CV é mais adequada. Para uma amostra genérica x , com n dados, a média aritmética, variância, desvio padrão e coeficiente de variação, podem ser calculados conforme Equação (14), Equação (15) e Equação (16), respectivamente:

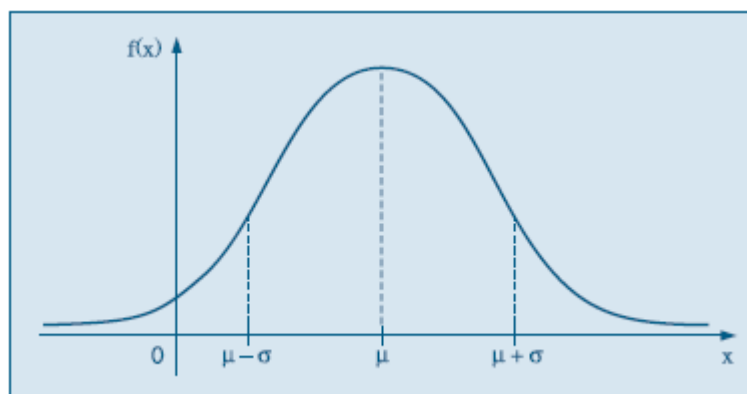
$$\text{Média aritmética} \quad E(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (14)$$

$$\text{Variância} \quad V(x) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - E(x))^2 \quad (15)$$

$$\text{Desvio padrão} \quad \sigma = \sqrt{V(x)} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - E(x))^2} \quad (16)$$

$$\text{Coeficiente de variação} \quad cv = \frac{\sigma}{E(x)} \quad (17)$$

Segundo Flores (2008), dentre as distribuições de probabilidade, a distribuição normal, juntamente com a Log-normal, são as mais utilizadas na engenharia geotécnica. Um exemplo genérico pode ser visto na Figura 15 e sua FDP na Equação (18). Ressalta-se que independentemente da forma da distribuição da população, uma distribuição amostral aproxima-se cada vez mais de uma distribuição normal a medida que se aumenta o número de variáveis.

Figura 15 – FDP de uma variável aleatória normal com média μ e desvio padrão σ 

Fonte: Bussab; Moretiti (2010).

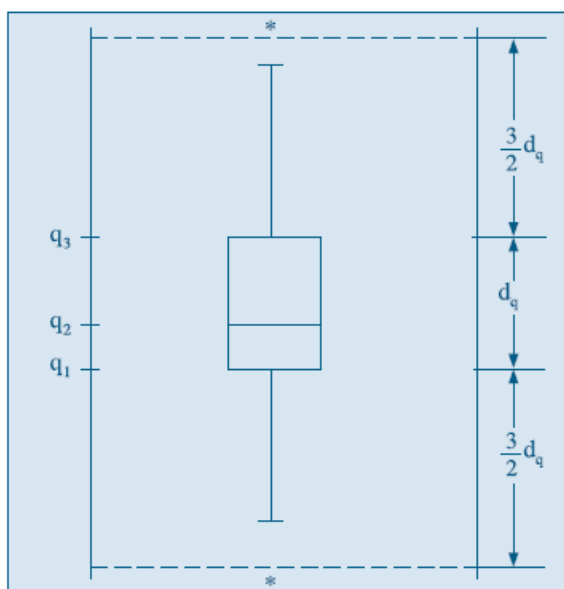
$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\left(\frac{x-\mu}{2\sigma}\right)^2} \quad (18)$$

Caso a distribuição da população seja aproximadamente normal, então (Devore, 2006):

- Cerca de 68% dos valores estão a 1σ da média.
- Cerca de 95% dos valores estão a 2σ da média.
- Cerca de 99,7% dos valores estão a 3σ da média

Por fim, vale comentar que a média e o desvio padrão podem ser afetados de forma exagerada por valores extremos e não fornecem informações a respeito da simetria da distribuição dos dados. Sendo assim, para contornar estes fatos, pode-se considerar outras medidas através de um gráfico Box Plot. Figura 16.

Figura 16 – Exemplo genérico de gráfico Box Plot



Fonte: Bussab; Morettin (2010).

Os valores referentes à q_1 , q_2 e q_3 são ditos quartis e dividem os dados em 25%, 50% e 75%, onde q_2 é a mediana (valor que deixa metade dos dados abaixo dela e metade) do conjunto. As linhas que se estendem após a caixa principal do gráfico são restritas ao limite inferior (LI) e o limite superior (LS), que compreendem 99,3% dos dados quando se trata de uma distribuição normal.

2.5.2. VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E VALORES DE REFERÊNCIA

Phoon e Kulhawy (1999) citam as três fontes primárias de incerteza geotécnica, onde a contribuição relativa de cada uma delas dependerá das condições do local, grau de equipamento e controle dos ensaios e, da precisão do modelo de correlação:

- Variabilidade: resulta principalmente do processo natural de formação do solo;
- Erro de medição: devido à equipamentos e procedimentos, que conjuntamente pode ser descrito como a dispersão dos dados. Inclui-se neste grupo as medições em campo que são influenciadas pela incerteza estatística ou erro de amostragem proveniente de quantidades limitadas de informações;
- Incerteza de transformação: introduzida quando as medições de campo ou em laboratório são transformadas em propriedades geotécnicas a partir de

modelos empíricos ou correlações.

A ABNT 11682 (2009) estabelece que quando houver grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos os valores mínimos de fator de segurança devem ser majorados em 10% ou pode ser usado um enfoque semiprobabilístico indicado na norma. Em razão da qualidade dos ensaios ou mesmo da representatividade das amostras, isto é, se refletem o comportamento do talude, Gerscovich (2012) recomenda a redução dos parâmetros de resistência por fatores de segurança entre 1 e 1,5.

Na engenharia geotécnica, frequentemente as propriedades do solo são estimadas com base em correlações ou em dados escassos com julgamento do engenheiro, o que impossibilita a cálculo de medidas de dispersão (DUNCAN; WRIGHT, 2005). Na literatura é possível encontrar metodologias para estimativa de CV e também recorrer às propostas disponíveis em pesquisas realizadas neste sentido, que “podem ser utilizados como guias para auxílio na interpretação e definição de dados de entrada” (CRESTANI, 2018). A Tabela 10 traz um compilado de diversas propostas de CV para resistência não drenada, coesão efetiva, ângulo de atrito efetivo e peso específico.

Tabela 10 – Coeficientes de variação de parâmetros do solo

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Observações	Referência	Coeficiente de Variação médio (%)	
	Mínimo	Máximo				
Resistência não drenada ao cisalhamento (c_u)	13	40	-	Harr (1984), Kulhawy (1992), Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)	26,5	28,25
	30		-	Sandroni e Sayão (1992)	30	
Coesão efetiva (c')	40		-	Sandroni e Sayão (1992)	40	25,44
	13,4	18,4	Para solo residual de gnaiss, jovem	Guedes (1997)	15,9	
	8	14	Para argilas sedimentares	Guedes (1997)	11	
	20,3		Caso específico: barragem de Santa Branca (SP)	Dell'Avanzi e Sayao (1998)	20,3	
	40		-	Zuccolo (2016)	40	

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Observações	Referência	Coeficiente de Variação médio (%)	
	Mínimo	Máximo				
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	2	13	-	Harr (1984), Kulhawy (1992)	7,5	8
	10		-	Sandroni e Sayão (1992)	10	
	4,5		Caso específico: barragem de Santa Branca (SP)	Dell'Avanzi e Sayao (1998)	4,5	
	10		-	Zuccolo (2016)	10	
Peso específico (γ)	3	7	-	Harr (1984), Kulhawy (1992)	5	5,06
	3		-	Sandroni e Sayão (1992)	3	
	1,5	9,4	Para solos residuais	Guedes (1997)	5,45	
	2	7	Para argilas sedimentares	Guedes (1997)	4,5	
	1	4	Para solo residual de gnaiss, jovem	Guedes (1997)	2,5	
	7,5		Caso específico: barragem de Santa Branca	Dell'Avanzi e Sayao (1998)	7,5	
	7,5		-	Zuccolo (2016)	7,5	

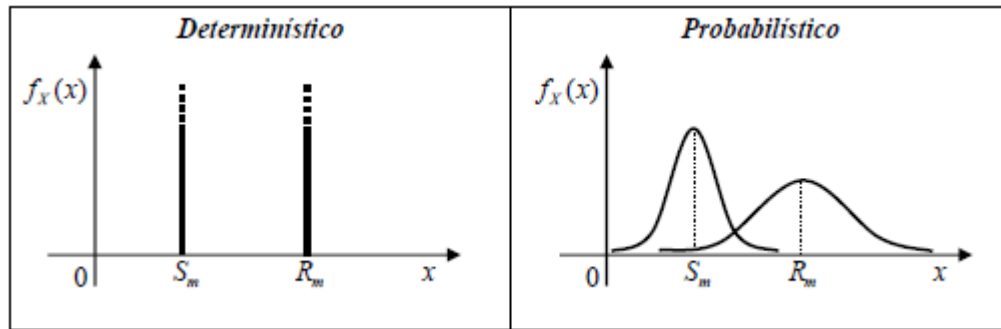
Fonte: Do autor.

2.5.3. PROBLEMA CENTRAL DA CONFIABILIDADE

Tratando de estabilidade de taludes, viu-se em Fiori (2015) que as que as tensões atuantes são decorrentes de peso próprio dos materiais, escoamento da água e da resistência ao cisalhamento. Ambos com variabilidade intrínseca devido à formação natural do solo, fatores climáticos, procedimentos de obtenção de propriedades geotécnicas e metodologias de cálculo.

Deste modo devido à variabilidade existente nas medidas de resistência (R) e solicitações (S), analisá-las estatisticamente torna-se apropriado (AOKI, 2008). Para tanto, pode-se dispor de funções de densidade de probabilidade de resistência e de solicitação em vez de se trabalhar somente com valores médios, como é feito em análises determinísticas. A Figura 18 ilustra bem as duas abordagens: determinística e probabilística. Percebe-se que as FDP's permitem avaliar qual a probabilidade de os valores de solicitação superarem os de resistência, dado pela área abaixo da sobreposição das duas curvas sob esta condição

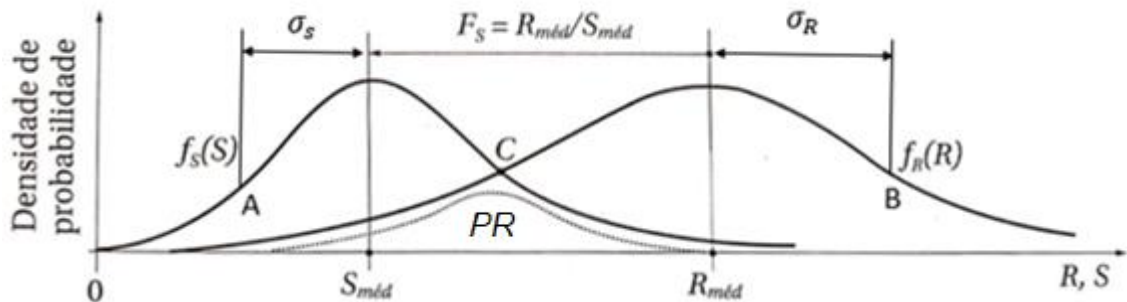
Figura 17 – Tratamento determinístico e probabilístico



Fonte: Silva (2006).

Na Figura 18, seja $f_R(R)$ uma FDP genérica com valores de resistência e, $f_S(S)$ uma FDP genérica com valores de resistência de solicitação, para o caso de distribuição normal simétrica.

Figura 18 – Curvas de distribuição de probabilidade de solicitação e resistência



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Na Figura 18, $S_{méd}$ e $R_{méd}$ são os valores médios de solicitação e de resistência, respectivamente. A e B são pontos de inflexão que caracterizam os valores de desvio padrão de cada curva, medida que quantifica a dispersão em torno do valor médio das variáveis independentes aleatórias S e R, que pode também ser expressa pelos coeficientes de variação. Equações (19) e (20).

$$cv_S = \frac{\sigma_S}{S_{méd}} \quad \text{Coeficiente de variação da solicitação} \quad (19)$$

$$cv_R = \frac{\sigma_R}{R_{méd}} \quad \text{Coeficiente de variação da resistência} \quad (20)$$

Retornando à Figura 18, nota-se que o fator de segurança global (F_S) é uma

medida do afastamento entre os valores médios de resistência e solicitação e posição relativa entre as curvas. Percebe-se que abaixo do ponto C, que marca a interseção entre as curvas, os valores de solicitação superam os de resistência, situação que indicaria uma probabilidade de ruína, correspondente área situada abaixo da linha pontilhada. Portanto tratar o problema somente de forma determinista pode suprimir informações importantes para avaliação.

Observa-se que o termo probabilidade de ruína é mais utilizado na engenharia geotécnica, como elucida Silva (2006), todavia, o evento cuja probabilidade é descrita como a probabilidade de ruína não é necessariamente uma falha catastrófica e faz-se necessário avaliar a natureza das consequências e se envolveria ameaça à vida. Por outro lado, ainda que não haja consequências catastróficas, é importante analisar os custos com reparo e atrasos em projetos. (DUNCAN; WRIGHT, 2005).

2.5.4. INSUFICIÊNCIA DO FATOR DE SEGURANÇA

Fator de segurança *maior que um* é um dogma. O *fator de segurança* do projeto ótimo deve atender três aspectos de engenharia: a) o *técnico* que considera a fórmula que associa o fator de segurança à probabilidade de ruína; b) o *legal* de adotar o valor do fator de segurança mínimo da norma e, c) ao *mercado* que comanda o custo total incluindo o custo do risco das *consequências econômico – financeiras* da ruína. O valor do fator de segurança da *alternativa ótima de projeto* é o fator de segurança que atende o dogma (AOKI, 2008).

“O valor do fator de segurança deve ser maior que um! O que não se sabe é o quanto maior que um deve ser o fator de segurança, para não ocorrer ruína” (AOKI, 2008). A própria ABNT NBR 11682 (2009) admite que valores elevados de fator de segurança correspondem a uma segurança maior contra a ruptura, entretanto, complementa que nos casos encostas, a variabilidade dos materiais pode reduzir significativamente a segurança, aumentando a probabilidade de ocorrência de ruptura.

Silva (2006) distingue os conceitos de segurança e confiabilidade. Para o autor a segurança está relacionada à utilização de fatores de segurança e confiabilidade está associada à probabilidade de ruína de uma estrutura qualquer, na qual devam existir duas variáveis principais: resistência e solicitação. A Tabela 10 mostra os modos como uma estrutura pode-se apresentar.

Tabela 11 – Condições de segurança e confiabilidade

Condição da estrutura	Atende o fator de segurança mínimo?	Probabilidade de ruína aceitável?
Segura e confiável	sim	sim
Segura e não confiável	sim	não
Insegura e confiável	não	sim
Insegura e não confiável	não	não

Fonte: Do autor.

Recorrendo novamente a Figura 18 observa-se que:

- Quanto maior o fator de segurança global, mais afastados os valores médios de resistência e solicitação, mas ainda assim pode haver sobreposição entre as curvas e conseqüentemente existir de uma probabilidade de ruína;
- Fixadas as duas curvas, uma de resistência e outra de solicitação, quanto maior o fator de segurança, menor a probabilidade de ruína;
- Fixado um fator de segurança global (afastamento entre os valores médios de resistência e solicitação) infere-se que quanto maior a desvio padrão, mais alargada a base da curva e maior a área de sobreposição das curvas. Logo, quanto maior a dispersão dos dados ao redor da média, maior a probabilidade de ruína.

Vê-se que a probabilidade de ruína e o fator de segurança são variáveis interdependentes. Segundo Aoki (2008) as duas medidas “são formas diferentes de prever margem de segurança adequada para a obra” e existe uma relação direta entre eles.

2.5.5. METODOLOGIA PROPOSTA POR AOKI (2002)

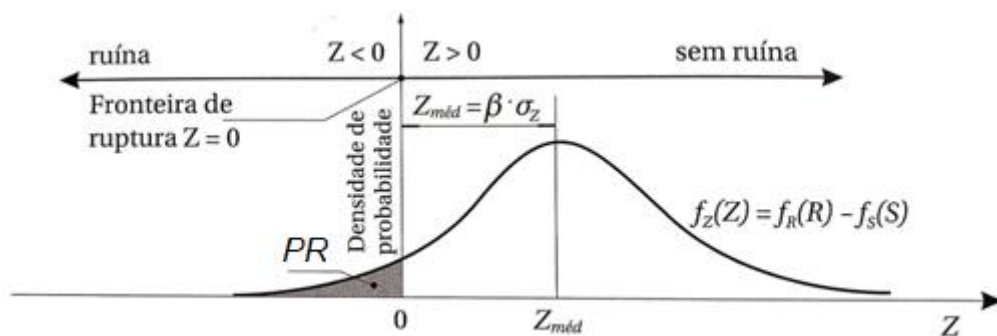
Aoki (2002) apresenta o conceito de probabilidade de ruína por meio da análise de confiabilidade aplicada a um projeto de fundações por estacas, propondo revisar o conceito de carga admissível fixando-se a probabilidade de ruína desejada no projeto, ao invés de se fixar o coeficiente de segurança. Em 2008 o mesmo autor publicou outro artigo, intitulado “Dogma do fator de segurança”, mostrando mais uma vez a relação entre fator de segurança e probabilidade de ruína, perpassando por filosofias de projeto e a relação entre coeficientes de segurança parciais e global, e exemplos

práticos.

Cintra e Aoki (2010) retomam a apresentação do conceito de probabilidade de ruína e devido a didática com que abordam o assunto, seu conteúdo servirá como norte para apresentação da metodologia proposta inicialmente por Aoki (2002).

Portanto considerando-se que a solicitação e a resistência sejam estatisticamente independentes, pode-se definir a função margem de segurança $f_z(Z) = f_R(R) - f_S(S)$. Figura 19. A ruína ocorre quando $R \leq S$, o que implica em $Z \leq 0$.

Figura 19 – Distribuição de probabilidade da função margem de segurança



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

O desvio padrão de $f_z(Z)$ pode ser calculado em função dos desvios padrão da solicitação e da resistência, como mostra a Equação (21). $Z_{méd}$ é obtido conforme Equação (22).

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (21)$$

$$Z_{méd} = R_{méd} - S_{méd} \quad (22)$$

Visto que o fator de segurança global numa análise determinística é tomado como mostra a Equação (23), pode-se reescrever a margem de segurança média (Equação (24)):

$$F_s = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (23)$$

$$Z_{méd} = S_{méd}(F_s - 1) \quad (24)$$

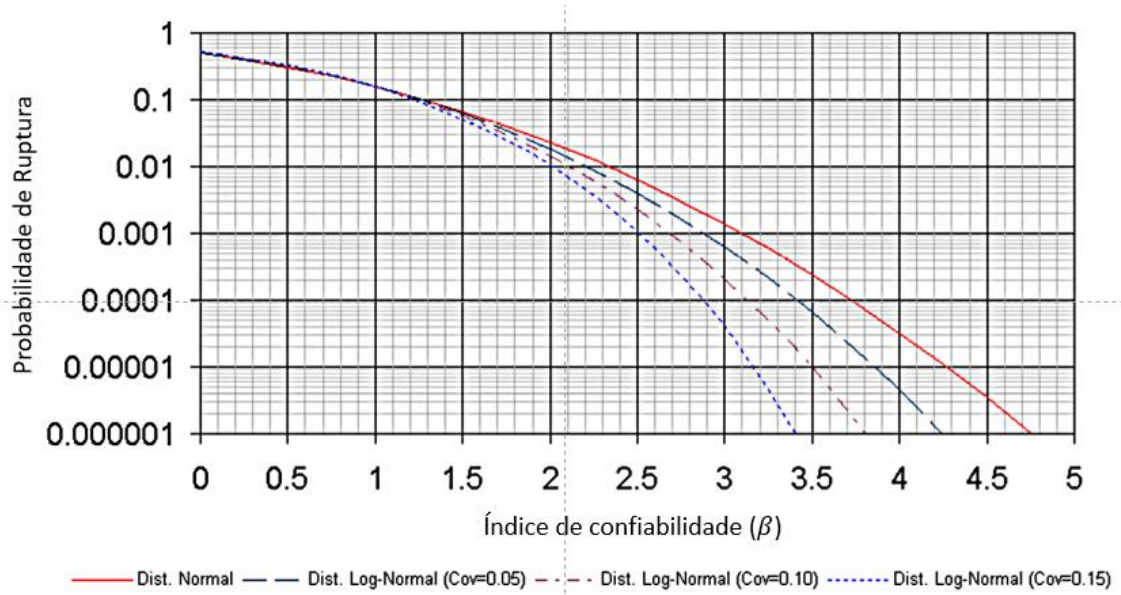
A Equação (25) expressa o valor da margem de segurança médio em termos de unidades de seu desvio padrão através do índice de confiabilidade (β), que por definição é inversamente proporcional ao σ_Z (AOKI, 2008). Assim, a partir da Equações (24) e (25), verifica-se que o fator de segurança global e o índice de confiabilidade são estatisticamente dependentes. Por sua vez, o índice de confiabilidade é inversamente proporcional à probabilidade de ruína (PR), (Figura 20). Quanto maior a variabilidade da margem de segurança, menor o índice de confiabilidade e conseqüentemente maior a probabilidade de ruína.

$$Z_{méd} = S_{méd}(F_s - 1) = \beta \cdot \sigma_Z \quad (25)$$

$$\beta = \frac{Z_{méd}}{\sigma_Z} = \frac{1}{cv_Z} \quad (26)$$

Diversos autores têm usado o tipo distribuição normal ao trabalharem com parâmetros geotécnicos (TORRES FILHO; ANDRADE, 2015), uma premissa que pode contribuir a favor da segurança, como mostra a Figura 20. Pela figura, pode-se observar também que a relação entre β e PR possui um comportamento exponencial, ou seja, pequenas variações no índice de confiabilidade resultam em variações expressivas na probabilidade de ruína. Pereira (2020) traz comentários a respeito disso em um estudo de caso geotécnico. Ao comparar os resultados dos índices de confiabilidade de fundações de dois locais distintos, o autor relata que uma diferença de 2,7% resultou em uma diferença de 28,33% entre as probabilidades de ruínas associadas.

Figura 20 – Relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína



Fonte: Flores (2008).

Segundo Cintra e Aoki (2010), Ang e Tang (1984) demonstraram que a probabilidade de ruína é função direta do índice de confiabilidade (Equação (27)), em que Φ é a função de distribuição normal, tabela em livros de estatística. De modo prático pode-se determinar a probabilidade de ruína por meio da expressão do Excel escrita na Equação (28).

$$PR = 1 - \Phi(\beta) \quad (27)$$

$$PR = 1 - DIST.NORM(\beta; 0; VERDADEIRO) \quad (28)$$

Para Aoki (2008), a condição de ocorrência de ruína fundamentada na noção de fator de segurança maior que um vem sendo aplicada há muito tempo na engenharia civil e os diferentes valores de FS adotados desde as primeiras normatizações já refletiam o grau de confiabilidade que se tinha sobre a resistência do material. O autor conclui que por mais difícil que sejam as previsões e decisões deve-se tentar adotar fatores de segurança associados às consequências da ruína cuja probabilidade seja coerente com as variabilidades das resistências e solicitações.

2.5.6. VALORES DE REFERÊNCIA DE PROBABILIDADE DE RUÍNA ACEITÁVEIS

De acordo com Cintra e Aoki (2010) a engenharia civil é uma atividade de risco e os projetos deveriam atender uma probabilidade de ruína máxima. Cabe então questionar quais seriam os valores aceitáveis ou intervalo recomendado para a probabilidade de ruína que garanta uma condição segura. Para tanto, antes é necessário acordar entre projetista e cliente qual o risco a ser assumido, que segundo que segundo Flores (2008), é o resultado do produto entre a probabilidade de ocorrência e das possíveis consequências.

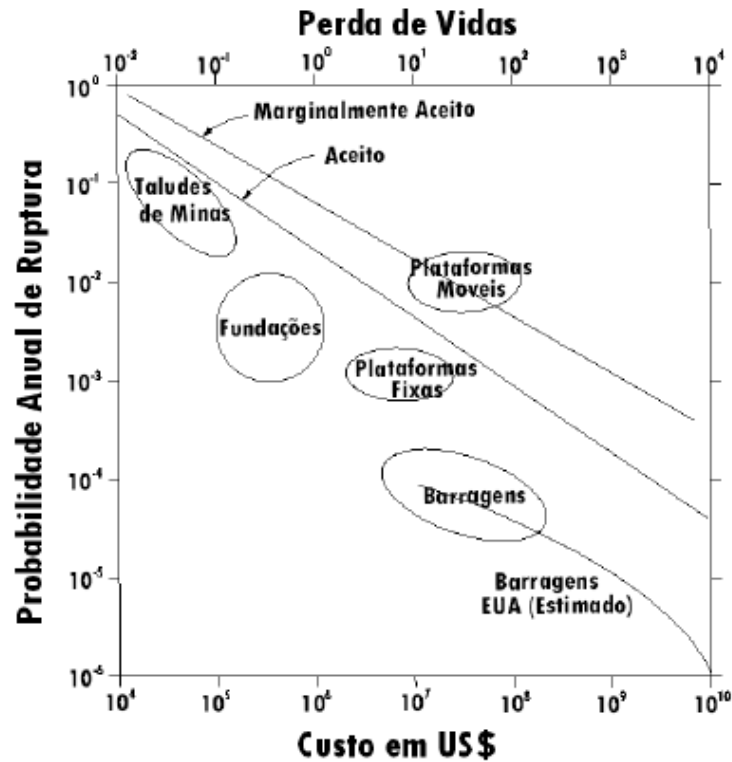
Apaza e Barros (2014), Maia *et al.* (2009), Flores (2008) e Duncan e Wright (2005) concordam que ainda não existe um consenso quanto ao que seria uma probabilidade de ruína aceitável. A experiência indica que os taludes projetados de acordo com a prática convencional, muitas vezes tem uma probabilidade de ruína em cerca de 1% (DUNCAN; WRIGHT, 2005), contudo, recomenda-se que os valores devem basear-se no impacto das consequências de falha, sob o ponto de vista de perdas humanas ou financeiras (MAIA *et al.*, 2009; DUNCAN; WRIGHT, 2005). A Tabela 12, Figura 21 e Figura 22, trazem valores de referência para verificação da aceitabilidade da probabilidade de ruína.

Tabela 12 - Níveis de aceitabilidade quanto à probabilidades de ruína

Nível de desempenho esperado	Índice de confiabilidade	Probabilidade de ruína
Alto	5	3,00E-07
Bom	4	3,00E-05
Acima da média	3	1,00E-03
Abaixo da média	2,5	6,00E-03
Baixo	2	2,30E-02
Insatisfatório	1,5	7,00E-02
Perigoso	1	1,60E-01

Fonte: Adaptado de ARMY (1997).

Figura 21 – Probabilidades de ruína admissíveis de acordo com o tipo de estrutura



Fonte: Beacher (1982b) *apud* Flores (2008).

Figura 22 – Probabilidades de ruína admissíveis de acordo com o tipo de estrutura

Consequência da falha	Exemplos	FS Médio	Mínimo P[FS<1,0]	Máximo P[FS<1,5]
Leve	Bancos individuais; pequenos (<50 m), taludes temporários, não adjacentes às estradas de transporte	1,3	10%	20%
Moderada	Qualquer talude de natureza permanente ou semi-permanente	1,6	1%	10%
Grave	Taludes de médio porte (50 m para 100 m) e alto porte (< 150 m) onde se encontram as principais estradas de acesso ou instalações de minas permanentes subjacentes	2	0,30%	5%

Fonte: Priest e Brown, 1983 *apud* Silva (2015).

Flores (2008) comenta que o valor máximo de ruína depende do "tipo de projeto de projeto a ser executado e da quantidade de informações disponíveis para análise". Projetos com baixo risco e que disponham de muitas informações com boa qualidade podem adotar maiores valores de PR aceitáveis. O autor conclui que as análises

probabilísticas não devem substituir as análises determinísticas, pois em conjunto as duas fornecem uma melhor aceitabilidade do projeto, além de permitir ajustes no valor mínimo do fator de segurança, nos casos em que a probabilidade de ruína seja pequena.

3. ESTUDO DE CASO

Com intuito de reforçar a contribuição dos modelos probabilísticos à análise de estabilidade de taludes, nesta seção apresenta-se um estudo de caso de um talude em solo argilo-arenoso de aproximadamente 5 metros de altura e inclinação de aproximadamente 32° , que se encontra no campus do CEFET Unidade Varginha, localizado na Av. dos Imigrantes, 1000 - Jardim Panorama. Figura 23.

Figura 23 – Talude analisado



Fonte: Do autor.

O estudo foi dividido em 05 etapas, a saber: definição do perfil geológico-geotécnico do talude, através de dados extraídos de laudos de sondagens à percussão e ensaios SPT; caracterização física da primeira camada do perfil geológico; definição dos parâmetros geotécnicos médios a partir do uso das correlações semiempíricas com base em resultados de SPT, consagradas na literatura; análise de estabilidade determinística e definição do fator de segurança e; análise de estabilidade probabilística e definição do índice de confiabilidade e probabilidade de ruína.

Com intuito de retratar as condições críticas em que o talude poderia estar submetido, as análises foram feitas em termos de tensões efetivas e tensões totais. Ainda que uma condição não drenada poderia ser atípica para o talude estudado, visto que seu pé e sua crista encontram-se impermeabilizados em boa parte de sua área devido ao prédio e ao ginásio e, a estratigrafia do talude é composta por solo laterítico

com alguma característica arenosa, o que poderia colaborar para uma percolação de água relativamente rápida, deu-se seguimento as duas análises a fim de perceber-se os desafios de se trabalhar com parâmetros em condição drenada e condição não drenada. Por fim, apresentam-se os resultados e discussão de cada análise.

3.1. DEFINIÇÃO DO PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O talude está situado entre o segundo prédio escolar e o ginásio do campus, como mostra a Figura 24. Em razão disso, conta-se com laudos de sondagens dos dois platôs que limitam o talude, utilizados nos projetos de infraestrutura dessas construções.

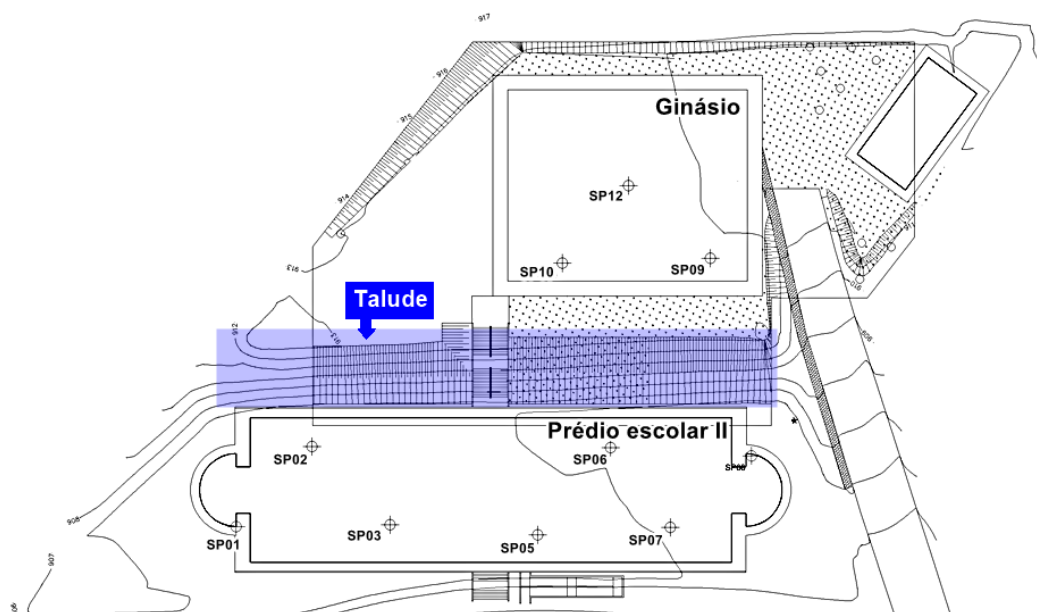
Figura 24 – CEFET campus Varginha



Fonte: Adaptado do Google Earth.

Ao todo conta-se com 03 furos na região da sua crista (SPT10, SPT12 e SPT09) e 07 furos no pé do mesmo (SPT 01, SPT02, SPT03, SPT05, SPT06 SPT07 e SPT08). A disposição dos furos pode ser vista na Figura 25.

Figura 25 – Planta topográfica com locação dos furos de sondagem

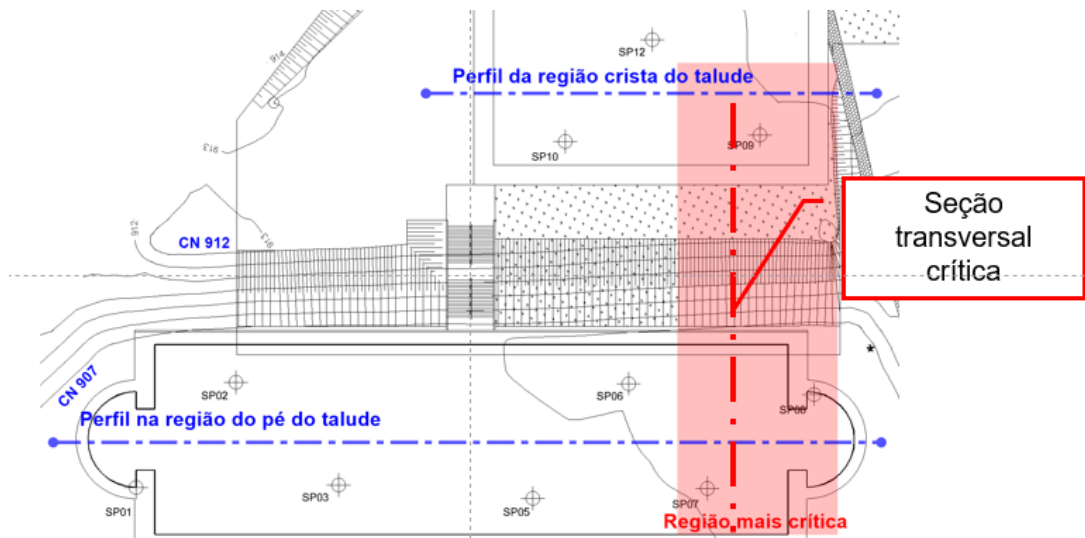


Fonte: Adaptado de planta topográfica cedida pela Superintendência de Infraestrutura (SINFRA) do CEFET-MG.

Para definição do perfil geológico-geotécnico, primeiramente traçou-se um corte longitudinal passando por uma reta média entre os furos de sondagem da crista e do pé do talude, dispondo-se os dados dos laudos de sondagem lado a lado, a fim de se perceber a estratigrafia do solo ao longo desta direção nas duas regiões do talude, como mostra o Apêndice A.

É possível observar que em ambos cortes longitudinais há uma tendência de o solo impenetrável ser mais profundo à medida que se aproxima do lado direito na direção horizontal, podendo ser interpretada como a área mais crítica do talude, destacada em vermelho na Figura 26. Sendo assim a seção representativa do talude foi traçada nesta região, descrita pelos furos SPT 07, 08 e 09.

Figura 26 – Indicação de cortes longitudinais para definição do perfil geológico/geotécnico do talude



Fonte: Adaptado de planta topográfica cedida pela SINFRA do CEFET-MG.

Nos laudos de sondagem da seção representativa (SPT 07, 08 e 09), a partir da caracterização tátil visual, constatou-se três tipos de solos: Argila avermelhada; Areno siltoso laranja esbranquiçado; Silte argiloso variegado e Silte arenoso variegado, todavia, devido a variação dos valores de N e consequentemente de compactidade/consistência, inicialmente optou-se por acrescentar uma divisão por tipo de solo e faixas de valores de resultados, como mostra a Tabela 13, a fim de que a média fosse um valor representativo da camada avaliada.

Tabela 13 - Classificação dos solos conforme laudo de sondagem e faixas de N_{spt}

Solo	Caracterização via sondagem SPT	Faixa de $N_{spt,m}$	Furo			$N_{médio}$ da camada
			9	8	7	
01	Argila avermelhada (Argila arenosa)	4 - 5	5	4	4	4
02	Areno siltoso laranja esbranquiçado	9 - 16	9,0		16,0	13
03	Silte argiloso variegado	20	20			20
04	Silte arenoso variegado	16 - 21	20,5		19,2	20
05	Areno siltoso laranja esbranquiçado	17 - 34	34	29		31
06	Silte argiloso variegado	0 - 4			4,0	4
07	Silte arenoso variegado	8 - 15		14	9	11

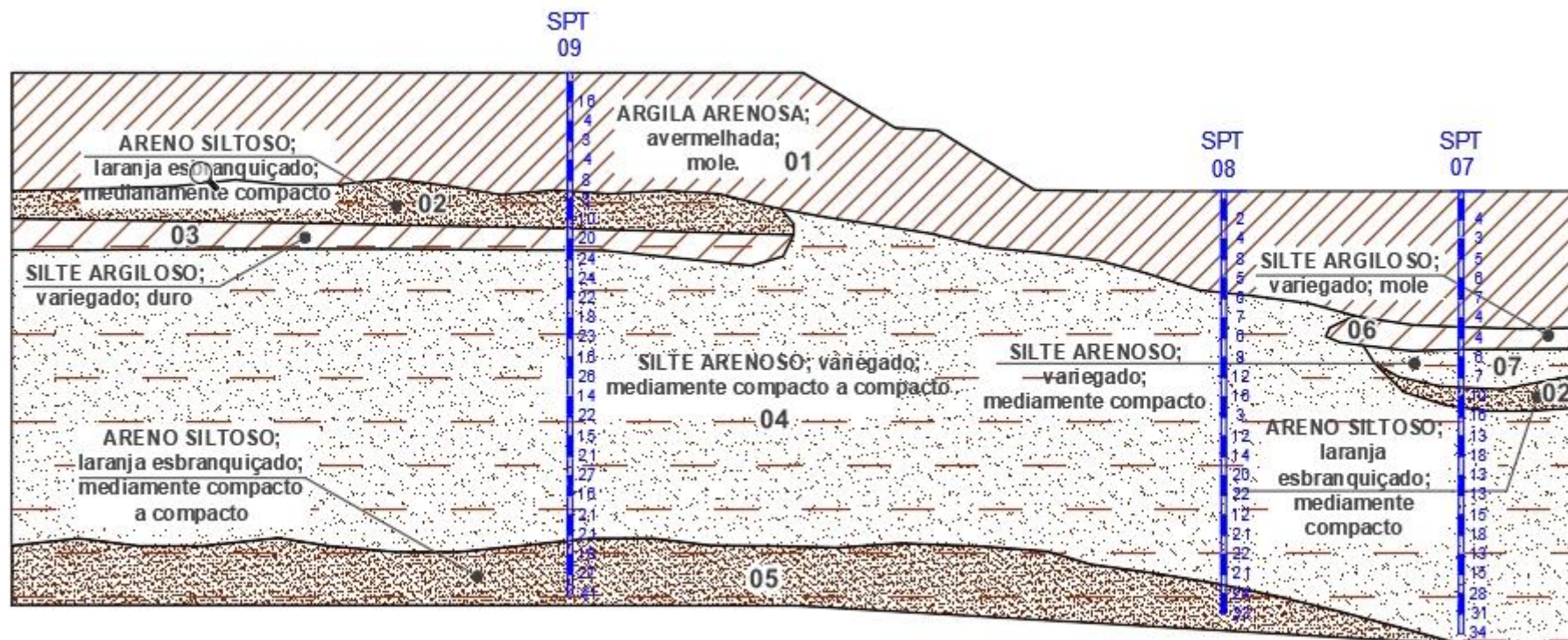
$$N_{spt,m} = N_{spt} \text{ Médio do furo}$$

$$N_{médio} = N_{spt} \text{ Médio da camada}$$

Fonte: Do autor.

Por fim o perfil geológico-geotécnico foi traçado unindo-se as camadas com mesma classificação a partir de vários segmentos de retas, procurando-se retratar o perfil irregular próprio do solo, seguindo a simbologia definida pela ABNT NBR 13441 (1995). Figura 27.

Figura 27 – Perfil geológico/geotécnico do talude



Fonte: Do autor

3.1.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

A caracterização física do solo restringiu-se a camada superficial do talude e contou-se com ensaios de massa específica, umidade, granulometria, limite de plasticidade (LP) e limite de liquidez (LL). Posteriormente constatou-se que os ensaios realizados foram suficientes, visto que as superfícies de ruptura analisadas interceptaram somente pela camada de argila. A Tabela 22 contempla o resumo dos resultados dos ensaios e mais detalhes podem ser vistos no Apêndice B.

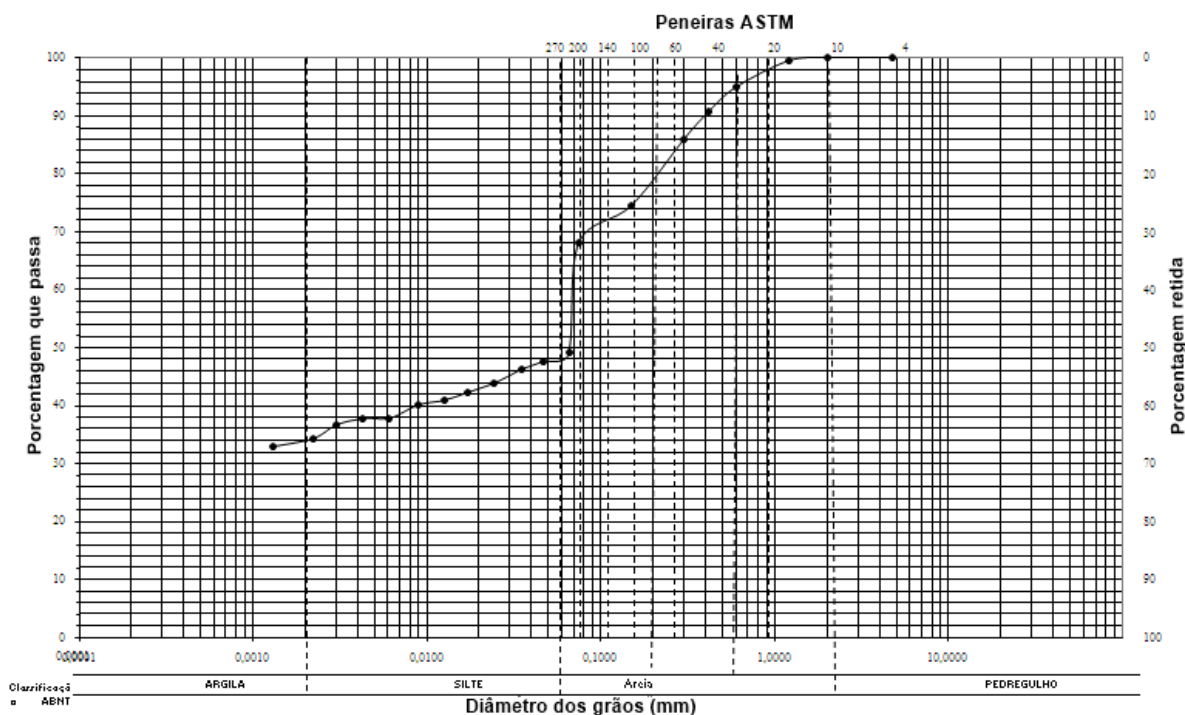
Tabela 14 - Resultados dos ensaios de caracterização física

Ensaio	Valor médio	Unidade
Massa específica	17,6	kN/m ³
Umidade	17,9	%
Limite de Plasticidade (LP)	23,45	%
Limite de Liquidez (LL)	39,51	%
Índice de plasticidade (IP)	16,05	%
Percentual de argila	34	%
Índice de atividades das argilas (IA)	0,47	Adimensional
Classificação do solo de acordo com o Sistema Unificado	CL – Argila arenosa com baixa compressibilidade	

Fonte: Do autor.

Na Figura 28 tem-se a curva granulométrica de uma amostra coletada na superfície do talude. Seguindo a classificação proposta pelo Sistema Unificado, verificou-se percentual passante na peneira #200 (0,075mm) maior que 50%, o que lhe confere a classificação de solo fino. Com índice de plasticidade igual a 16,05 e percentual de excesso na peneira #200 igual à 32%, sem presença de pedregulho, chegou-se a classificação de argila arenosa pouco compressível (CL – *Clay Light*).

Figura 28 – Curva granulométrica de uma amostra da camada superficial do talude



Fonte: Do autor.

Para indicação do grau de influência da fração argilosa nas propriedades geotécnicas do solo, calculou-se o índice de atividade (IA) do material, obtendo-se um valor de 0,47, que retrata um solo inativo, isto é, a fração argilosa não tem influência preponderante no comportamento do solo. Pelas faixas de valores de LL, LP e IA investigados, provavelmente o argilomineral predominante corresponda a caulinita, conforme Tabela 4.

3.1.2. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS MÉDIOS

A determinação dos valores de coesão e ângulo de atrito interno do solo foi feita utilizando-se correlações semiempíricas, de acordo com a seção 2.3.3. Nota-se que todas as correlações para determinação do ângulo de atrito efetivo são baseadas no índice N, o que é coerente com a aplicabilidade do ensaio de sondagem SPT à prospecção solos predominantemente granulares. Com relação aos valores de ângulo de atrito para condição não drenada, observou-se apenas valores de referência encontrados em tabelas na literatura.

Acerca da determinação da coesão não drenada, verifica-se correlações com

o índice N, índice de plasticidade e tensão normal vertical, sendo que na literatura ainda é possível encontrar outras correlações que consideram o índice de sobreadensamento das argilas. Já para coesão efetiva verificou-se apenas valores de referência disponibilizados em tabelas. Seguem algumas observações quanto à metodologia utilizada no uso das formulações:

- Como comentam Schnaid e Odebrecht (2012) as correlações muitas vezes são feitas para condições específicas, com limitação por parte dos autores. Aqui, as correlações para ângulo de atrito foram usadas em todos os tipos de solos, ainda que os estudos sejam específicos às areias. Justifica-se que a ordem de grandeza foi muito semelhante aos valores apresentados nas tabelas de referência;
- As correlações de c_u provêm de estudos com argilas, sendo assim, foram aplicadas somente aos solos com algum caráter argiloso, ou seja, a camada de argila arenosa, conforme classificação S.U. e, as camadas descritas por identificação tátil visual como siltes argilosos, sem levar em conta as observações existentes, tais como ponderações a respeito do histórico de tensões;
- Nas correlações que usam N_{60} , fez-se a devida correção quanto ao grau de energia do ensaio através da Equação (5);
- Para as correlações que levam em conta a tensão normal vertical (σ'_0), essa foi calculada na metade da altura da camada analisada;
- Na correlação 5, para determinação do c_u , utilizou-se $c_u = 5.N_{60}$, valor médio do intervalo sugerido (4 a 6 N_{60});
- Para recomendações de Das e Sobhan (2015) e Terzaghi e Peck (1953) que distinguem a areia pelo formato dos grãos, considerou-se grãos angulosos, que característicos de areias residuais (BERBERIAN, 2018).

Na Tabela 15 e Tabela 16 tem-se as formulações aplicadas a cada camada como também os valores de referência encontrados tabelas. As lacunas com traços indicam ausência de valores pertinentes.

Tabela 15 – Aplicação das formulações para ângulo de atrito ($^{\circ}$)

		Solo	01	02	03	04	05	06	07
		N_{médio}	4	13	20	20	31	4	11
		Tensão vertical σ_{v0} (kPa)	45	109	140	285	440	423	537
ϕ - ângulo de atrito não drenado	Formulações	Berberian (2018)	21,7	25,0	28,0	28,0	32,5	21,6	24,4
		Berberian (2018)	16,3	18,8	21,0	21,0	24,4	16,2	18,3
		Godoy (1983)	29,7	33,0	36,0	36,0	40,5	29,6	32,4
		Teixeira (1996)	24,2	30,8	35,0	34,9	40,0	23,9	29,8
ϕ' - ângulo de atrito drenado	Formulações	Peck, Hanson e Thornburn, Decourt e Berberian (1986)	29,0	33,0	36,0	36,0	39,0	29,0	32,0
		Mello (1971)	25,0	35,0	40,0	35,0	-	-	-
		Décourt (1989)	26,0	34,0	39,0	39,0	40,0	26,0	33,0
		Teixeira (1996)	25,8	33,7	38,7	38,6	44,6	25,6	32,5
		Hatanaka e Uchida (1996)	28,7	35,0	39,0	38,9	43,7	28,5	34,1
		Peck, Hanson e Thornburn (1974)	28,0	31,0	34,0	33,0	37,0	28,0	30,0
	Tabelas	Mitchell, Guzikowski e Vilet (1978)	32,0	39,0	40,0	36,0	-	-	-
		Joppert (2007)	15,0	32,0	27,0	27,0	35,0	25,0	26,0
		Ducan et al (1980)	30,0	32,0	-	-	34,0	-	-
		Terzaghi e Peck (1953) <i>apud</i> Berberian (2017)	-	32,0	-	-	36,0	-	-
		Bowles (1996) <i>apud</i> Berberian (2018)	-	37,0	-	-	39,0	-	-
		TQS (2011)	17,5	32,5	27,5	31,0	35,0	27,5	30,0
		Das e Sobhan (2015)	-	35,0	-	29,0	40,0	-	35,0

Fonte: Do autor.

Tabela 16 – Aplicação das formulações para coesão em kPa

		Solo	01	02	03	04	05	06	07
		N_{médio}	4	13	20	20	31	4	11
		σ_{v0} (kPa)	45	109	140	285	440	423	537
c_u	Formulações	Terzaghi (1953) e Sowers (1979) <i>apud</i> Berberian (2018)	25,5	-	121,3	-	-	24,3	-
		Hara <i>et al.</i> (1971)	92,9	-	285,9	-	-	89,7	-
		Berberian (2018)	28,0	-	90,9	-	-	18,2	-
		Teixeira e Godoy (1996)	42,0	-	200,0	-	-	40,0	-
		Stroud (1989)	24,5	-	116,7	-	-	23,3	-
		Décourt (1991)	52,5	-	250,0	-	-	50,0	-
		Mesri (1975)	9,9	-	30,8	-	-	93,1	-
		Navy (1986)	30,0	-	130,0	-	-	25,0	-
		Hara <i>et al.</i> (1971)	91,1	-	280,1	-	-	87,9	-
		Skempton (1957)	7,6	-	23,7	-	-	71,6	-
	Tabelas	Bowles (1996) <i>apud</i> Berberian (2017)	35,0	-	200,0	-	-	35,0	-
		TQS (2011)	17,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		Das e Sobhan (2015)	35,0	-	200,0	-	-	35,0	-
c'		Berberian (2017)	12,0	35,7	57,1	56,9	60,0	11,4	31,4
	Tabelas	Joppert (2007)	20,0	0,0	25,0	25,0	0,0	15,0	20,0
		Ducan et al (1980)	5,0	0,0	-	-	0,0	-	-
		TQS (2011)	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

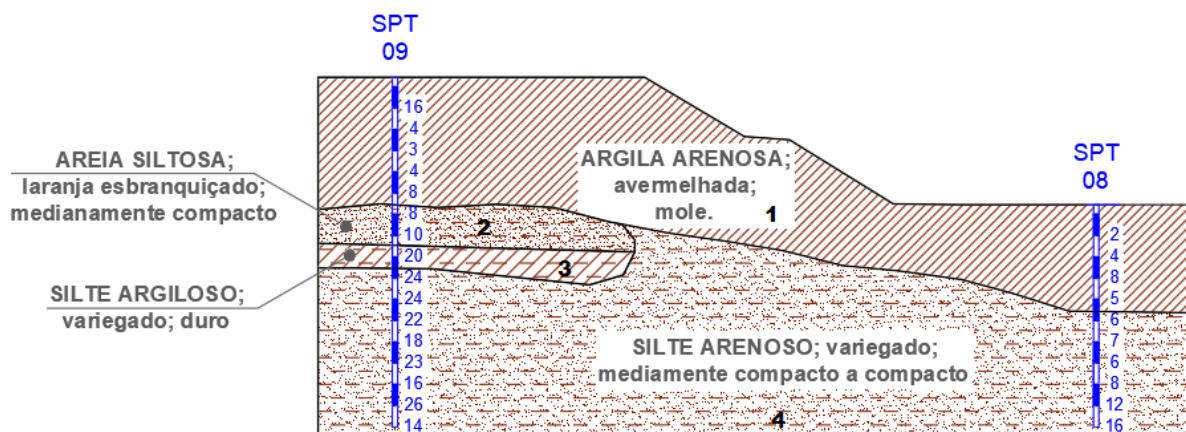
Fonte: Do autor.

3.2. TRATAMENTO ESTATÍSTICO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR MEIO DAS CORRELAÇÕES SEMIEMPÍRICAS

Durante análises determinísticas viu-se que era possível trabalhar com um perfil geológico/geotécnico simplificado, pois em ambas situações verificadas a

superfície crítica restringiu-se à uma região da camada argilosa. Portanto fez-se a definição dos parâmetros geotécnicos das camadas de solo enumeradas na Figura 29.

Figura 29 – Perfil geológico/geotécnico simplificado



Fonte: Do autor.

Para definição dos parâmetros geotécnicos médios optou-se por tratar os dados estatisticamente com gráfico Box Plot, que dá uma ideia de posição, dispersão e assimetria dos dados, como também os valores discrepantes dos demais. A Tabela 17 e Tabela 18 trazem os parâmetros médios calculados entre (Limite Inferior) LI e Limite Superior (LS). A representação gráfica do Box Plot de cada parâmetro foi feita utilizando-se o Minitab, versão 19, que é um pacote estatístico genérico que realiza uma gama variada de análises estatísticas. Figura 30, Figura 31, Figura 32 e Figura 33.

Tabela 17 – Coesão média em kPa

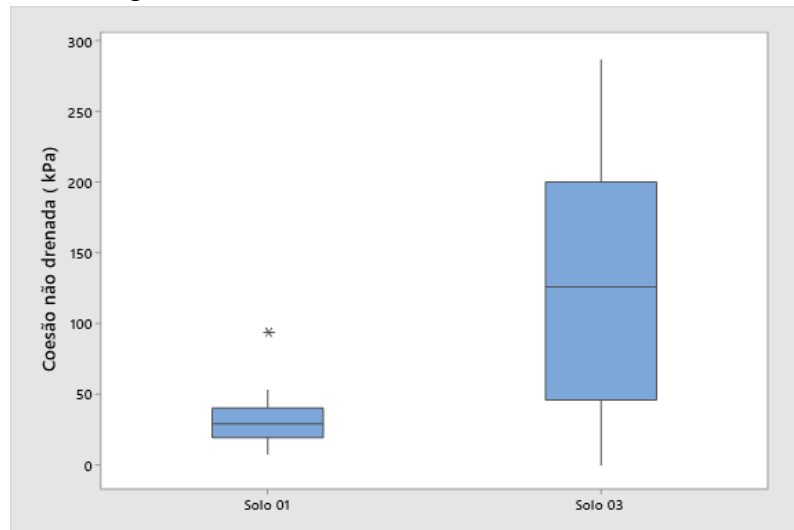
Solo		01	02	03	04
c_u	LI	7,60	-	0,00	-
	LS	52,50	-	285,90	-
	Média entre LI e LS	28,0	-	137,4	-
c'	LI	5,00	0,00	0,00	0,00
	LS	20,00	35,71	57,14	56,86
	Média entre LI e LS	11,8	8,9	12,5	27,3

Fonte: Do autor.

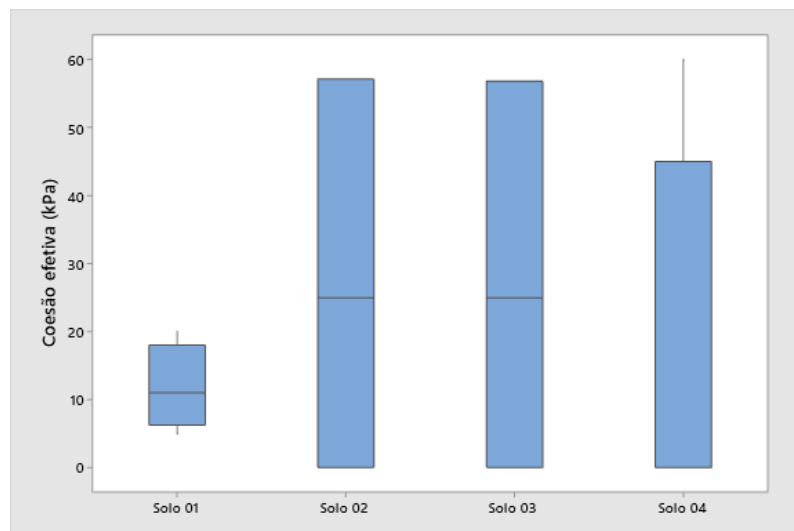
Tabela 18 – Ângulo de atrito médio ($^{\circ}$)

Solo		01	02	03	04
φ	LI	16,26	18,75	21,00	20,97
	LS	29,68	33,00	36,00	35,96
	Média entre LI e LS	25,2	26,9	30,0	30,0
φ'	LI	15,00	31,00	27,00	27,00
	LS	32,00	39,00	40,00	39,00
	Média entre LI e LS	25,7	33,9	35,7	34,4

Fonte: Do autor.

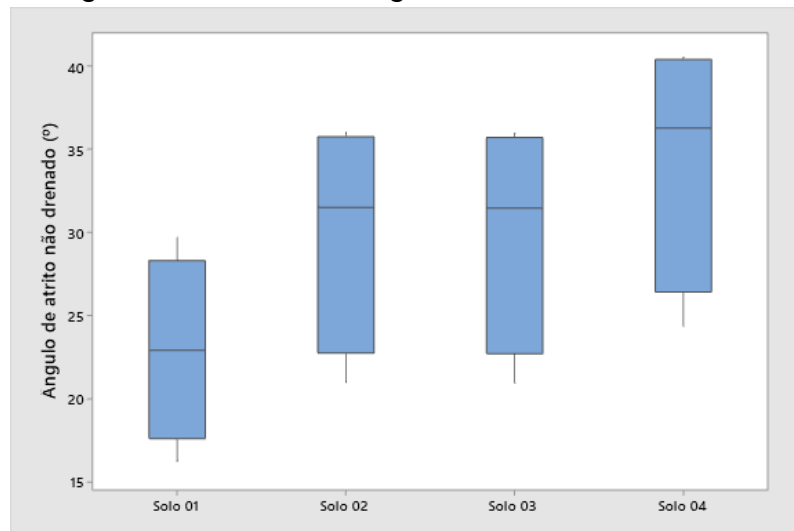
Figura 30 – Box Plot coesão não drenada c 

Fonte: Do autor.

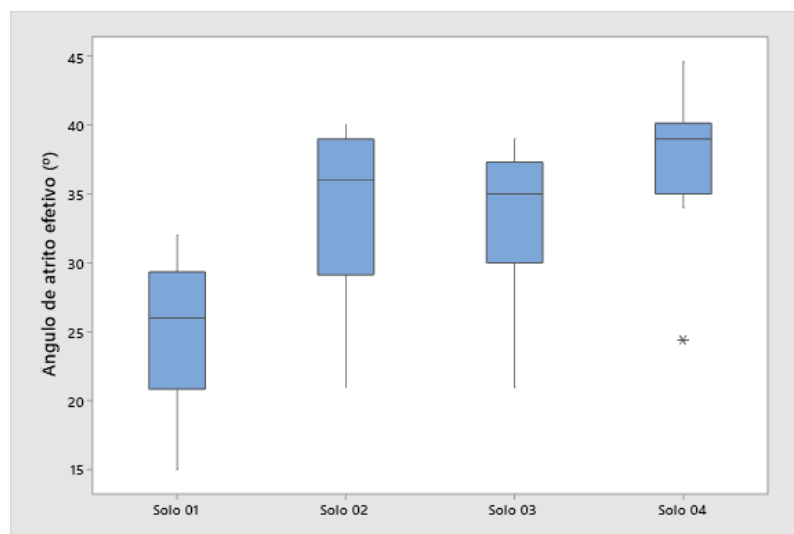
Figura 31 – Box Plot coesão efetiva c' 

Fonte: Do autor.

Figura 32 – Box Plot ângulo de atrito não drenado



Fonte: Do autor.

Figura 33 – Box Plot ângulo de atrito efetivo ϕ' 

Fonte: Do autor.

A Tabela 19

Tabela 19 traz uma síntese dos parâmetros geotécnicos médios obtidos. Para os solos com alguma característica argilosa, na condição não drenada, ainda que com as formulações tenha-se obtido valores para o ângulo de atrito, considerou-se que a resistência ao cisalhamento seria função somente da coesão não drenada, como mostrou a Equação (13).

Tabela 19 – Parâmetros geotécnicos médios

Solo		DRENADA		NÃO DRENADA			
		Formulações		Formulações		Adotado	
		ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ (°)	c_u (kPa)	ϕ (°)	c_u (kPa)
01	Argila arenosa	25,7	11,8	25,2	28,0	0,0	28,0
02	Areia siltosa laranja esbranquiçado	33,9	8,9	26,9	-	26,9	-
03	Silte argiloso variegado	35,7	12,5	30,0	137,4	0,0	137,4
04	Silte arenoso variegado	34,4	27,3	30,0	-	30,0	-

Fonte: Do autor.

3.3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE

O talude foi analisado via abordagens determinística e probabilística, a fim de se verificar sua segurança através do FS e sua confiabilidade a partir da probabilidade de ruína, em dois cenários distintos: análises em termos de tensões totais, representando uma condição não drenada e, tensões efetivas, equivalente à uma condição drenada.

A primeira etapa consistiu na busca da superfície de ruptura crítica. Para tanto utilizou-se o programa computacional da GeoSlope (2019), módulo Slope/W, na versão completa disponível pelo período de testes. O modelo determinístico escolhido foi o de Fellenius, que tem como princípio o método do equilíbrio-limite e traz bons resultados quando a poropressão não exerce grande influência, coerente com o estudo de caso, visto que não há identificação de nível freático nos laudos de sondagem.

Na sequência deu-se início às análises probabilísticas, tendo como base a superfície de ruptura crítica definida pela análise determinística, variando-se os parâmetros de resistência e sollicitação a fim de estimar a probabilidade de ruína por meio da metodologia proposta por Aoki (2002). Para isso, dispoñdo-se do modelo de fatias, fez-se uso de planilha em Excel que permitiu mensurar a variação da resistência e da sollicitação na base de cada fatia e construir histogramas de frequência com auxílio do Minitab.

3.3.1. ABORDAGEM DETERMINÍSTICA

O primeiro passo para a análise determinística foi a definição da geometria do perfil geotécnico/geológico, sua elaboração em escala e exportação do arquivo CAD com extensão DXF, reconhecida pelo GeoStudio.

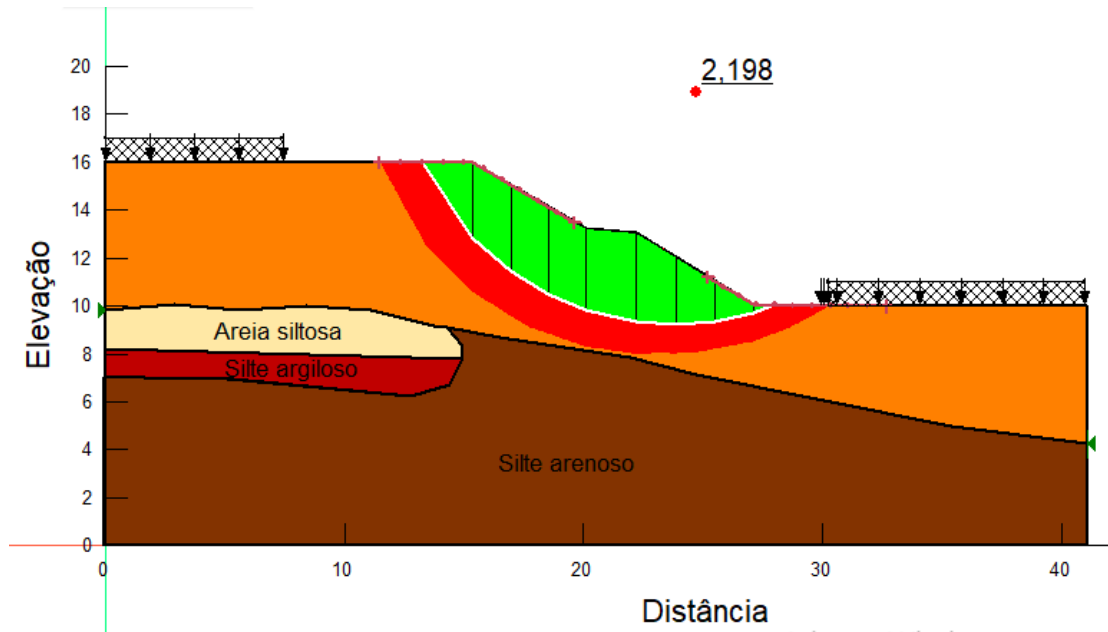
Lançada a geometria do talude no Slope/W, definiu-se os materiais de cada camada bem com suas propriedades geotécnicas, amparadas nas formulações e tabelas utilizadas. A ABNT NBR 11682 (2009) preconiza que em estudos de estruturas de contenção deve-se prever uma sobrecarga de 20 kPa, o que não corresponde à presente análise, sendo assim fez-se somente o lançamento das sobrecargas provenientes do prédio escolar e do ginásio.

A planta de cargas do ginásio foi disponibilizada e continha apenas as solicitações verticais, sem indicação das reações devidas aos momentos gerados nas fundações, resultando numa sobrecarga média de 5 kPa. A respeito do prédio escolar, não foi possível a obtenção dessas informações. Sendo assim, seguindo a sugestão de Rodrigues Alonso (2010), que admite que a carga média de um edifício de concreto armado seja da ordem de 12 kPa, optou pelo lançamento deste valor de sobrecarga tanto no pé quanto na crista do talude.

3.3.1.1. RESULTADOS E DISCUSSÃO

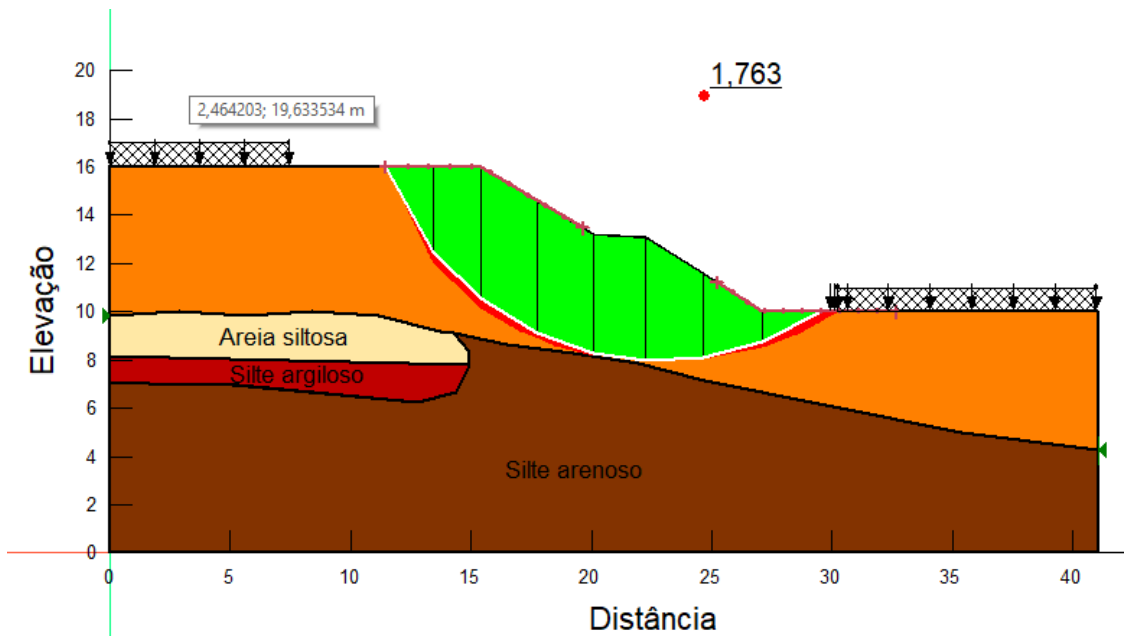
As superfícies críticas encontradas pelo método Fellenius, por meio do GeoStudio (2019), módulo Slope/W, encontram-se na Figura 34 e na Figura 35, destacadas em verde, assim como a zona potencial de ruptura em vermelho. O fator de segurança global e coordenadas da superfície de ruptura crítica estão dispostos na Tabela 20, separados conforme as duas situações analisadas: em termos de tensão efetiva (condição drenada) e tensão total (situação não drenada).

Figura 34 - Superfície de ruptura crítica referente à análise para condição drenada



Fonte: Do autor.

Figura 35 - Superfície de ruptura crítica referente à análise para condição não drenada



Fonte: Do autor.

Tabela 20 - Análise determinística para situação drenada

		Situação drenada	Situação não drenada
FS		2,198	1,763
Coordenadas superfície de ruptura crítica	Centro X	23,791	20,809
	Centro Y	22,843	19,978
	Raio (m)	11,573	12,025

Fonte: Do autor.

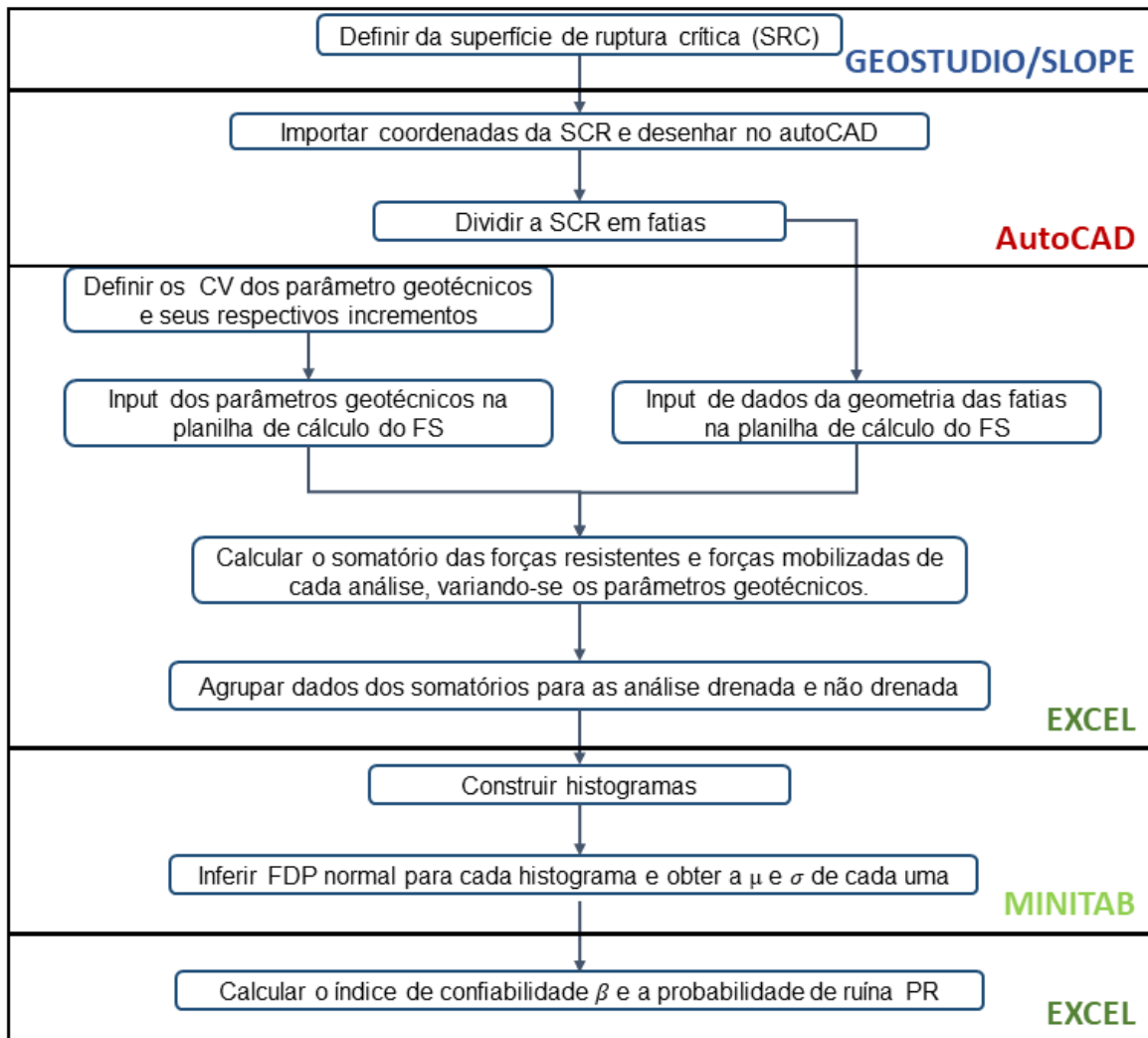
Observa-se que em ambas análises a superfície de ruptura crítica perpassou somente a camada de argila arenosa e não sofreu influência da sobrecarga. Além da diferença dos valores para os fatores de segurança, é possível notar também que a superfície crítica de ruptura referente à análise não drenada se desenvolveu em maior profundidade quando comparada a análise drenada.

Para verificação do fator de segurança mínimo como preconiza a ABNT NBR 11682 (2009), considerou-se o nível de segurança contra perdas de vidas humanas alto, assim como contra danos materiais e ambientais, por se tratar de um ambiente público com intensa movimentação de pessoas e intrínseco valor social. Sendo assim o fator de segurança mínimo a ser atendido corresponde ao valor de 1,50. Portanto ambas as análises atendem aos critérios mínimos de segurança.

3.3.2. ABORDAGEM PROBABILÍSTICA

A abordagem probabilística foi conduzida seguindo a metodologia proposta por Aoki (2002), tendo como base a superfície crítica definida por meio do modelo determinístico. As etapas do desenvolvimento até o cálculo do índice de confiabilidade e probabilidade de ruína, assim como os softwares utilizados, estão descritos na Figura 36.

Figura 36 – Fluxograma de desenvolvimento das análises probabilísticas



Fonte: Do autor.

Para cálculo das forças mobilizadas contou-se com uma planilha em Excel utilizada para cálculo de FS pelo método de fatias, como mostra a Figura 37. Nela é possível o lançamento de informações a respeito da geometria de cada fatia (Figura 12), a saber, altura (h), largura (b), comprimento da base (l) e inclinação em relação a horizontal (α), e também os dados de entrada de solicitação e resistência, que seriam o peso específico (γ), possíveis sobrecargas (q) e os parâmetros de resistência do solo (ϕ e c). As colunas em amarelo devem ser preenchidas, enquanto as colunas cinzas realizam os cálculos das parcelas que compõem o fator de segurança global, conforme Equação (9).

Figura 37 – Planilha em Excel para cálculo de FS pelo método de fatias

Fatias	γ [kN/m ³]	ϕ	c [kPa]	q	b [m]	l [m]	α [°]	h [m]	W [kN/m]	W+Q [kN/m]
	Argila	Na superfície	Na superfície	kPa						
1	17,6	25,7	11,80		1,51	2,88	58,00	1,22	32,53	32,53
2	17,6	25,7	11,80		1,56	2,22	45,00	2,78	76,22	76,22
3	17,6	25,7	11,80		1,56	1,91	35,00	3,19	87,45	87,45
4	17,6	25,7	11,80		1,56	1,73	26,00	3,18	87,31	87,31
5	17,6	25,7	11,80		2,14	2,23	16,00	3,34	125,80	125,80
6	17,6	25,7	11,80		1,63	1,64	6,00	3,27	93,72	93,72
7	17,6	25,7	11,80		1,63	1,63	-2,00	2,27	65,24	65,24
8	17,6	25,7	11,80		1,63	1,66	-10,00	1,04	29,95	29,95
9	17,6	25,7	11,80		1,12	1,17	-17,00	0,18	3,63	3,63
Σ						17,07			601,84	

W [kN/m]	W+Q [kN/m]	(W+Q) sen α	(W+Q) cos α [kN/m]	tg ϕ	$[(W+Q) \cos \alpha - ul] \cdot Tg \phi$ [kN/m]	c.l [kN/m]	F _{resistente} [kN/m]	$\tau_{resistente}$ [kPa]	F _{mob} [kN/m]	τ_{mob} [kPa]	La [m]	Fs Fellenius
32,53	32,53	27,59	17,24	0,48	8,30	33,96	42,26	14,68	27,59	9,59	17,07	2,23
76,22	76,22	53,89	53,89	0,48	25,94	26,24	52,18	23,46	53,89	24,23		
87,45	87,45	50,16	71,63	0,48	34,47	22,49	56,97	29,89	50,16	26,32		
87,31	87,31	38,27	78,47	0,48	37,77	20,46	58,23	33,58	38,27	22,07		
125,80	125,80	34,67	120,92	0,48	58,20	26,30	84,50	37,91	34,67	15,56		
93,72	93,72	9,80	93,21	0,48	44,86	19,35	64,21	39,15	9,80	5,97		
65,24	65,24	-2,28	65,20	0,48	31,38	19,25	50,62	31,04	-2,28	-1,40		
29,95	29,95	-5,20	29,50	0,48	14,20	19,56	33,76	20,36	-5,20	-3,14		
3,63	3,63	-1,06	3,47	0,48	1,67	13,82	15,49	13,23	-1,06	-0,91		
601,84		205,85			256,77	201,44	458,21		205,85			

W: Peso específico; Q: Sobrecarga; F_{resistente}: Força resistente proveniente do critério de ruptura de Mohr-Coulomb; $\tau_{resistente}$: Tensão resistente; F_{mob}: Força mobilizada devido ao peso próprio e eventuais sobrecargas; τ_{mob} : Tensão mobilizada; La: Comprimento total da superfície crítica.

Fonte: Do autor.

Definido o coeficiente de variação para cada parâmetro geotécnico, determinou-se como seriam feitos os incrementos. Feito isso, as informações sobre a geometria de cada fatia assim como os parâmetros geotécnicos foram lançados na planilha em Excel, executando-se todas as combinações possíveis de acordo com os intervalos e incrementos definidos, totalizando 45 panoramas para a condição drenada e 81 panoramas para a condição não drenada.

Para a condição drenada, as iterações foram feitas da seguinte forma: fixava-se o peso específico e um valor de coesão efetiva, efetuando-se análises com todos os valores de ângulo de atrito efetivo. Na sequência mantinha-se o peso específico até que todos os valores de coesão fossem combinados com todos os valores de

ângulo de atrito. Um exemplo, para o peso específico igual à 19 kN/m^3 , pode ser visto na Figura 23. O Apêndice C mostra a planilha utilizada para o cálculo e compilação de cada resultado.

Figura 38 – Combinações para análise drenada

Peso [kN/m ³]	Coesão [kPa]	ϕ								
		23,1			25,7			28,3		
		F _{resistente} [kN/m]	F _{mob} [kN/m]	FS _{global}	F _{resistente} [kN/m]	F _{mob} [kN/m]	FS _{global}	F _{resistente} [kN/m]	F _{mob} [kN/m]	FS _{global}
19,0	8,8	385,7	222,2	1,7	417,2	222,2	1,9	450,1	222,2	2,0
	11,8	447,1	222,2	2,0	478,6	222,2	2,2	511,6	222,2	2,3
	14,7	506,9	222,2	2,3	538,4	222,2	2,4	571,3	222,2	2,6

Fonte: Do autor.

Para a condição não drenada os dois parâmetros de entrada foram a coesão não drenada e o peso saturado. Desta forma as iterações foram feitas fixando cada valor do peso específico, variando-se o parâmetro de resistência, como no exemplo da Figura 39.

Figura 39 – Combinações para análise drenada

PESO			
19,50			
COESÃO	F _{resistente}	F _{mob} [kN/m]	FS _{global}
19,60	459,228	406,20475	1,13053331
21,60	506,088	406,20475	1,24589385
23,60	552,948	406,20475	1,36125439
25,60	599,808	406,20475	1,47661493
27,60	740,388	406,20475	1,82269656
29,60	693,528	406,20475	1,70733602
31,60	787,248	406,20475	1,9380571
33,60	787,248	406,20475	1,9380571
36,30	850,509	406,20475	2,09379383

Fonte: Do autor.

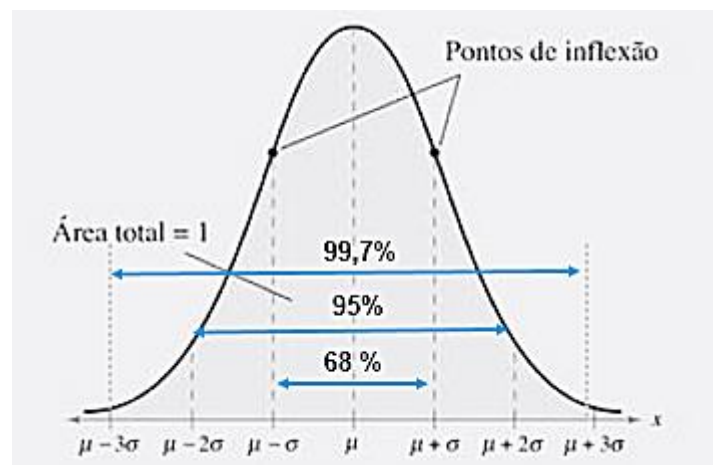
Para cada condição de análise, os somatórios das forças mobilizadas nas fatias referentes à cada combinação dos parâmetros geotécnicos foram tabelados e com eles se construiu histogramas de frequência de solicitações e resistências. Modelou-se os histogramas por meio de FDP's normal e destas funções retirou-se o desvio padrão e a média de cada curva. Calculou-se então o índice de confiabilidade e da

probabilidade de ruína.

3.3.2.1. DEFINIÇÃO DA VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

O variação do peso específico, coesão e ângulo de atritos efetivos e coesão e ângulo de atrito não drenados foi feita amparada nos coeficientes de variação médios da Tabela 10, com base em pesquisas disponíveis na literatura. Com posse de cada coeficiente de variação, calculou-se o desvio padrão (σ) de cada parâmetro e definiu-se o intervalo entre a média (μ) e mais ou menos um σ , correspondente a 68% dos valores (Figura 40), considerando-se uma distribuição normal, buscando-se eliminar resultados muito extremos.

Figura 40 – Distribuição normal



Fonte: Adaptado de Larson; Farber (2004).

A Tabela 21 mostra a variação dos parâmetros adotados na análise probabilística.

Tabela 21 – Variação dos parâmetros geotécnicos para análise probabilística

Parâmetro	μ	CV	σ	$\mu - \sigma$	$\mu + \sigma$	Intervalo adotado		Variação adotada
c_u (kPa)	28,0	30%	8,4	19,57	36,34	19,6	36,3	Acréscimos de 2 kPa dentro do intervalo adotado (19,6; 21,6; 23,6; 25,6; 27,6; 29,6; 31,6; 33,6; 36,3)
c' (kPa)	11,8	25%	2,9	8,81	14,69	8,8	14,7	Usou-se 8,8; 11,8 e 14,7
ϕ' (°)	25,7	10%	2,6	23,13	28,27	23,1	28,3	Usou-se 23,1; 25,7 e 28,3
γ (kN/m ³)	17,6	5%	0,9	16,72	18,48	16,5	18,5	Acréscimos de 0,5 kN/m ³ dentro do intervalo adotado
γ_{sat} (kN/m ³)	18,6	5%	0,9	17,67	19,53	17,5	19,5	Acréscimos de 0,25 kN/m ³ dentro do intervalo adotado

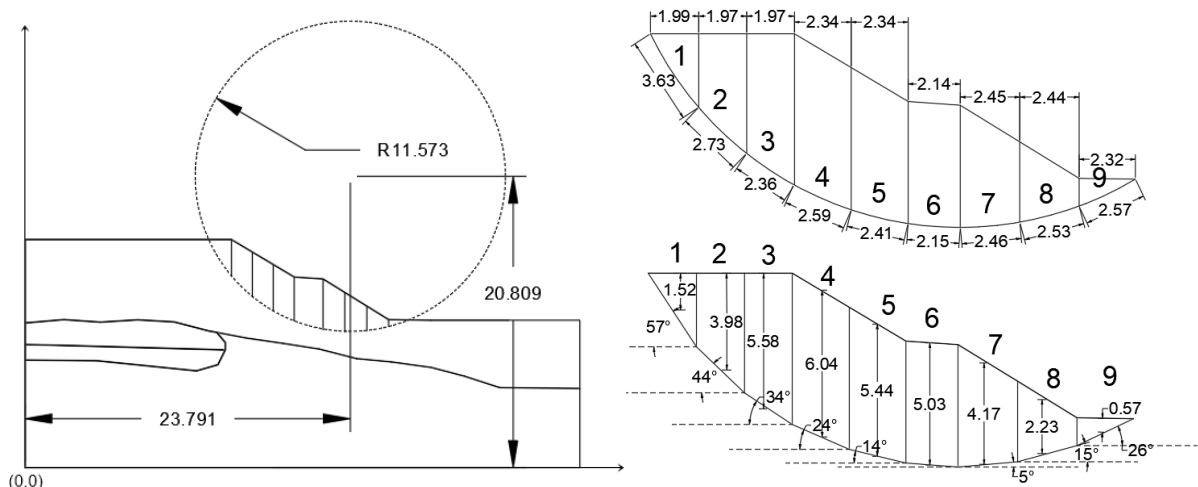
μ - Média
 CV - Coeficiente de variação
 σ - Desvio padrão

Fonte: Do autor.

3.3.2.2. RESULTADOS E DISCUSSÃO

As superfícies críticas definidas nas análises feitas no Slope/W foram desenhadas em arquivo CAD, de acordo com as coordenadas da Tabela 20. As duas superfícies foram divididas em fatias para se avaliar os esforços na base de cada uma delas por meio de planilha de cálculo feita em Excel. A Figura 41 mostra o procedimento realizado para a condição não drenada.

Figura 41 - Superfície de ruptura crítica desenhada em arquivo CAD



Fonte: Do autor.

A Tabela 22 e a Tabela 23 trazem os somatórios de forças atuantes nas bases das fatias e o fator de segurança global para cada combinação de parâmetros efetuada, totalizando 45 panoramas para a condição drenada e 82 panoramas para condição não drenada.

Tabela 22 – Resultados para condição drenada

n	$\sum F_{\text{resis}}$ [kN/m]	$\sum F_{\text{solic}}$ [kN/m]	FS_{glob}	n	$\sum F_{\text{resis}}$ [kN/m]	$\sum F_{\text{solic}}$ [kN/m]	FS_{glob}	n	$\sum F_{\text{resis}}$ [kN/m]	$\sum F_{\text{solic}}$ [kN/m]	FS_{glob}
1	363,57	192,98	1,9	16	390,95	192,98	2,0	31	419,55	192,98	2,2
2	414,79	192,98	2,2	17	442,16	192,98	2,3	32	470,76	192,98	2,4
3	464,29	192,98	2,4	18	491,67	192,98	2,6	33	520,27	192,98	2,7
4	370,04	198,83	1,9	19	398,24	198,83	2,0	34	427,71	198,83	2,2
5	421,25	198,83	2,1	20	449,46	198,83	2,3	35	478,92	198,83	2,4
6	470,76	198,83	2,4	21	498,96	198,83	2,5	36	528,43	198,83	2,7
7	376,50	204,68	1,8	22	405,54	204,68	2,0	37	435,87	204,68	2,1
8	427,72	204,68	2,1	23	456,75	204,68	2,2	38	487,08	204,68	2,4
9	477,22	204,68	2,3	24	506,26	204,68	2,5	39	536,59	204,68	2,6
10	382,97	210,52	1,8	25	412,83	210,52	2,0	40	444,03	210,52	2,1
11	434,18	210,52	2,1	26	464,05	210,52	2,2	41	495,25	210,52	2,4
12	483,69	210,52	2,3	27	513,55	210,52	2,4	42	544,75	210,52	2,6
13	389,43	216,37	1,8	28	420,13	216,37	1,9	43	452,19	216,37	2,1
14	440,65	216,37	2,0	29	471,34	216,37	2,2	44	503,41	216,37	2,3
15	490,15	216,37	2,3	30	520,85	216,37	2,4	45	552,91	216,37	2,6

n = número do panorama

$\sum F_{\text{resis}}$ = Somatório das forças resistentes

$\sum F_{\text{solic}}$ = Somatório das forças solicitantes/mobilizadas

FS_{glob} = Fator de segurança global

Fonte: Do autor.

Tabela 23 – Resultados para condição não drenada

n	$\sum F_{resis}$ [kN/m]	$\sum F_{solic}$ [kN/m]	FS_{glob}	n	$\sum F_{resis}$ [kN/m]	$\sum F_{solic}$ [kN/m]	FS_{glob}	n	$\sum F_{resis}$ [kN/m]	$\sum F_{solic}$ [kN/m]	FS_{glob}
1	459,23	364,54	1,3	28	459,23	380,17	1,2	56	459,23	395,79	1,2
2	506,09	364,54	1,4	29	506,09	380,17	1,3	57	506,09	395,79	1,3
3	552,95	364,54	1,5	30	552,95	380,17	1,5	58	552,95	395,79	1,4
4	599,81	364,54	1,7	31	599,81	380,17	1,6	59	599,81	395,79	1,5
5	646,67	364,54	1,8	32	646,67	380,17	1,7	60	646,67	395,79	1,6
6	693,53	364,54	1,9	33	693,53	380,17	1,8	61	693,53	395,79	1,8
7	740,39	364,54	2,0	34	740,39	380,17	2,0	62	740,39	395,79	1,9
8	787,25	364,54	2,2	35	787,25	380,17	2,1	63	787,25	395,79	2,0
9	850,51	364,54	2,3	36	850,51	380,17	2,2	64	850,51	395,79	2,2
10	459,23	369,75	1,2	37	459,23	385,37	1,2	65	459,23	401,00	1,2
11	506,09	369,75	1,4	38	506,09	385,37	1,3	66	506,09	401,00	1,3
12	552,95	369,75	1,5	39	552,95	385,37	1,4	67	552,95	401,00	1,4
13	599,81	369,75	1,6	40	599,81	385,37	1,6	68	599,81	401,00	1,5
14	646,67	369,75	1,8	41	646,67	385,37	1,7	69	646,67	401,00	1,6
15	693,53	369,75	1,9	42	693,53	385,37	1,8	70	693,53	401,00	1,7
16	740,39	369,75	2,0	43	740,39	385,37	1,9	71	740,39	401,00	1,9
17	787,25	369,75	2,1	44	787,25	385,37	2,0	72	787,25	401,00	2,0
18	850,51	369,75	2,3	45	850,51	385,37	2,2	73	850,51	401,00	2,1
19	459,23	374,96	1,2	46	459,23	390,58	1,2	74	459,23	406,20	1,1
20	506,09	374,96	1,4	47	506,09	390,58	1,3	75	506,09	406,20	1,3
21	552,95	374,96	1,5	48	552,95	390,58	1,4	76	552,95	406,20	1,4
22	599,81	374,96	1,6	49	599,81	390,58	1,5	77	599,81	406,20	1,5
23	646,67	374,96	1,7	50	646,67	390,58	1,7	78	646,67	406,20	1,6
24	693,53	374,96	1,9	51	693,53	390,58	1,8	79	693,53	406,20	1,7
25	740,39	374,96	2,0	52	740,39	390,58	1,9	80	740,39	406,20	1,8
26	787,25	374,96	2,1	53	787,25	390,58	2,0	81	787,25	406,20	1,9
27	850,51	374,96	2,3	54	850,51	390,58	2,2	82	850,51	406,20	2,1

n = número do panorama

$\sum F_{resis}$ = Somatório das forças resistentes

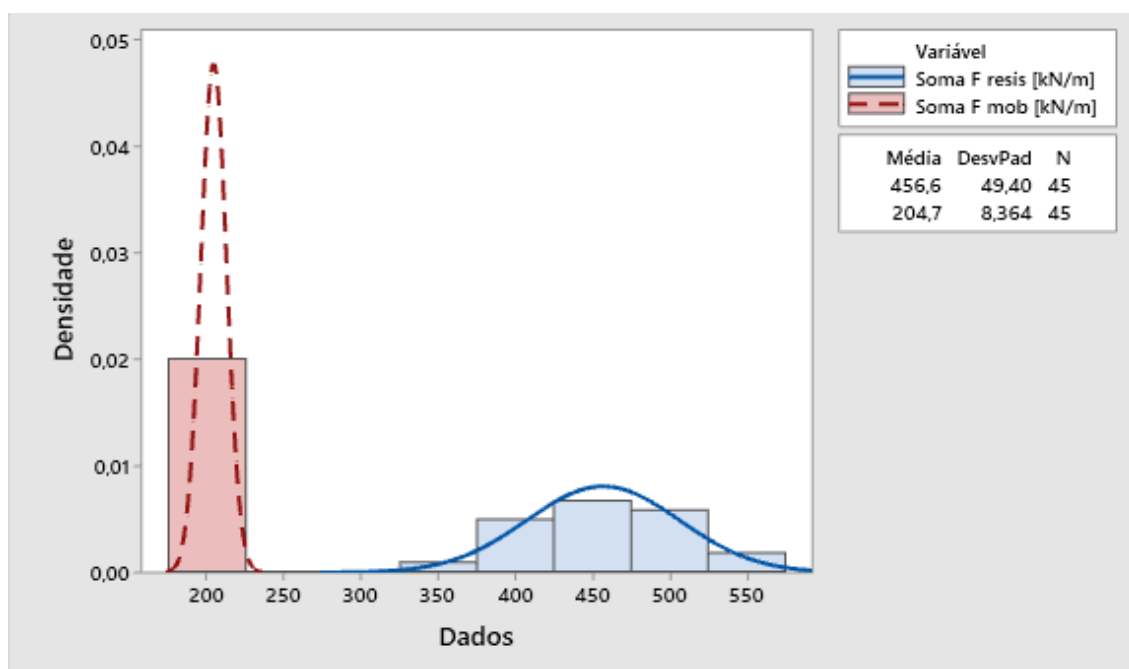
$\sum F_{solic}$ = Somatório das forças sollicitantes/mobilizadas

FS_{glob} = Fator de segurança global

Fonte: Do autor.

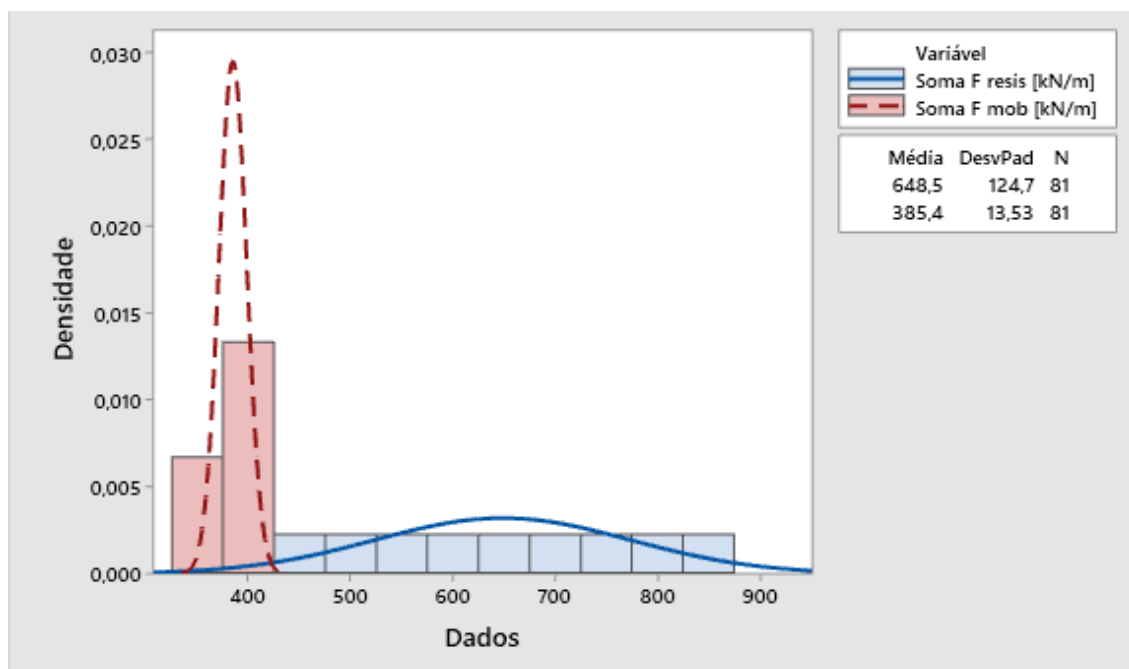
Os valores dos somatórios das forças mobilizadas e forças resistentes para cada cenário verificado, compilados na Tabela 22 e Tabela 23, resultaram nos histogramas de frequência da Figura 48 e Figura 49.

Figura 42 – Histograma de frequência para análise drenada



Fonte: Do autor.

Figura 43 – Histograma de frequência para análise não drenada



Fonte: Do autor.

Os histogramas foram aproximados por uma FDP normal e partir delas obteve-se os valores das médias e desvios padrão. Calculou-se a margem de segurança média entre o somatório das forças mobilizadas (solicitação) e forças resistentes

(resistência), conforme Equação (22). Na sequência calculou-se o índice de confiabilidade, de acordo com a Equação (26), assim como o fator de segurança (Equação (23)). Por fim obteve-se a probabilidade de ruína, conforme Equação (28). Os resultados estão dispostos na Tabela 24.

Tabela 24 – Resultados para condição não drenada

	Condição			
	Drenada		Não drenada	
	Solicitação	Resistência	Solicitação	Resistência
Média μ	204,7	456,6	385,4	648,5
Desvio padrão (σ)	8,36	49,4	13,53	124,7
CV	0,0409	0,1082	0,0351	0,1923
FS_{prob}	2,2306		1,6827	
Margem de segurança média (Z)	251,9		263,1	
Desvio padrão da margem de segurança (σ_z)	50,1		125,43	
Índice de confiabilidade (β)	5,0276		2,0976	
Probabilidade de Ruptura (PR)	2,48E-07		1,80E-02	
Probabilidade de Ruptura (PR)	1/ 4027708,22		1/ 55,64	

Fonte: Do autor.

Nas duas análises vê-se que os desvios padrão referentes ao somatório das forças resistentes mostraram-se bem mais expressivos quando comparados ao das forças mobilizadas, resultado da maior variabilidade existente nos parâmetros mecânicos do solo quando comparados à do peso específico, evidenciado pelos coeficientes de variação adotados. A respeito dos valores encontrados para o fator de segurança, para análise não drenada ($FS_{prob}=2,231$) o valor foi ligeiramente superior (1%) ao encontrado na análise determinística ($FS=2,198$), enquanto que para a análise não drenada ($FS_{prob}=1,683$) o FS reduziu-se em 5% ($FS= 1,763$).

Com relação ao índice de confiabilidade, a condição drenada mostrou-se mais confiável, confirmada pelas probabilidades de ruína associadas à cada contexto avaliado. O índice de confiabilidade da análise drenada ($\beta = 5,0276$) superou em 58%

o valor da análise não drenada ($\beta = 2,0976$), o que resultou em probabilidade de ruína 72 mil vezes maior.

Observa-se que para condição drenada, no histograma de frequências não há sobreposição das curvas de sollicitação e resistência e a probabilidade de ruína encontra-se na ordem de 10^{-7} . Deste modo ocorreria um colapso a cada 4,03 milhões de taludes com mesmas definições geológico-geotécnicas e geométrica, aproximadamente. Já para condição não drenada, no histograma de frequências de sollicitação e resistência nota-se uma região de sobreposição entre as curvas, onde a sollicitação supera os valores de resistência. É interessante também perceber o formato da curva de resistência, que é mais achatada, refletindo a maior variabilidade da coesão não drenada se comparada aos parâmetros efetivos adotados na análise drenada. Deste modo obteve-se uma probabilidade de ruína igual à $1,08 \times 10^{-2}$, o que significaria a ruína de um a cada 56 taludes com mesmas propriedades geológico-geotécnicas e geométricas, aproximadamente.

Seguindo os critérios estabelecido pela Army (1997) para avaliação da confiabilidade dos resultados, que categoriza desempenho esperado para taludes em 07 níveis de acordo com o índice de confiabilidade e probabilidade de ruína, com valores entre 1 e 5, refletindo cenários que variariam de perigoso à um alto desempenho, respectivamente (Tabela 12), o índice de confiabilidade referente à situação drenada se enquadra no nível de desempenho mais elevado da tabela, evidenciando alta confiabilidade nos resultados. Já para a situação não drenada, o índice de confiabilidade próximo de 02, reflete um nível de desempenho baixo, com uma probabilidade de ruína não admissível pela literatura pertinente. De acordo com Priest e Brown (1983) *apud* Silva (2015), para uma consequência de falha moderada, como em taludes de natureza permanente com FS médio de 1,60, a probabilidade de ruína máxima admissível seria de 10%. Da mesma forma somente o talude avaliado em situação drenada atenderia aos requisitos mínimos de confiabilidade.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante do estudo de caso, reitera-se o que foi discorrido na seção da revisão da literatura: o fator de segurança e a probabilidade de ruína são maneiras distintas de se avaliar a estabilidade de um talude, todavia, complementares. Para acoplar uma análise probabilística aos modelos determinísticos, faz-se necessário tratar os parâmetros geotécnicos como variáveis aleatórias, o que permite quantificar a variabilidade das suas determinações. Vale ressaltar que a metodologia para determinação dos parâmetros geotécnicos deve ser coerente com tipo de solo a ser investigado e o uso de correlações semiempíricas deve ser usado com bom senso. A comparação com outros valores de referência de literatura, valores usuais na prática regional e ensaios de laboratório, pode colaborar com a calibração dos resultados.

Elenca-se na sequência as últimas considerações acerca do estudo aqui apresentado:

- As duas análises determinísticas, em condições drenada ($FS = 2,3$) e não drenada ($FS = 1,68$), atenderam ao valor mínimo de fator de segurança ($FS = 1,5$) preconizado pela ABNT 11682 (2009), indicando uma condição segura do talude avaliado. Todavia para o talude em condição não drenada, mesmo que hipotética, a análise de confiabilidade evidenciou o impacto da variabilidade do parâmetro de resistência considerado (c_u) no cálculo da probabilidade de ruína;
- Pode-se inferir que o uso de um valor adequado de fator de segurança não implica necessariamente na ausência de risco de ruína de um talude, ainda que aceitável, como no caso da análise drenada, ele existe é possível mensurá-lo. Neste caso, a PR poderia auxiliar em ajustes quanto ao valor do FS, desde que se atenda aos valores mínimos estabelecidos pelos organismos regulamentadores;
- Sobre a relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína, vale reforçar que pequenas variações em β podem resultar em variações expressivas de PR;
- Com relação ao uso de correlações para determinação de parâmetros de resistência do solo, pela pesquisa foi possível notar diversos estudos relacionados ao índice N do SPT, principalmente para solos granulares e determinação de ângulo de atrito efetivo. Para determinação de valores de coesão para solos argilosos percebeu-se que os estudos costumam ter um viés

mais específico e as condições de contorno variam de acordo com as características do material, como plasticidade e histórico de adensamento. Portanto acredita-se que o uso de correlações deva ser ponderado com mais cautela em função do tipo de solo e de sua sensibilidade;

- Na análise da variabilidade dos parâmetros geotécnicos percebeu-se os desafios de se estimar os coeficientes de variação, principalmente quando se trabalha com materiais argilosos em condição não drenada. Os intervalos de variação são significativos e podem impactar fortemente as análises probabilísticas, cabendo ao engenheiro discernir quais os intervalos seriam mais coerentes para se trabalhar;
- Com relação aos estudos estatísticos, notou-se que as ferramentas gráficas têm um grande potencial de colaborar no entendimento do comportamento das variáveis aleatórias, como foi o caso dos parâmetros geotécnicos e consequentemente das solicitações e resistências. O uso do Box Plot facilitou a compressão da distribuição dos valores de coesão e ângulo de atrito e a exclusão de outliers, que poderiam impactar os valores médios. Já o uso de histogramas e FDPs durante a análise do comportamento das solicitações e resistências permitiu a visualização da distribuição dos dados e sua variabilidade;
- Em consonância com os autores referenciados: uma análise conjunta, determinística e probabilística, permite reproduzir um cenário mais realista para o gerenciamento das incertezas inerentes à análise da estabilidade de talude.

Por fim, seguem algumas sugestões para futuros trabalhos:

- A metodologia utilizada por meio do uso de planilha de Excel poderia ser comparada com resultados obtidos por meio de softwares de análise de estabilidade que realizam análise de confiabilidade. No estudo de caso, a superfície de ruptura perpassou apenas por uma camada de solo e o cálculo de cada combinação permitiu a avaliação o impacto da variação dos parâmetros geotécnicos, todavia, caso mais de uma camada fossem interceptadas, o uso de Excel poderia tornar-se inviável devido à morosidade que envolveria cada combinação;
- Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo foram obtidos por meio do uso de correlações semiempíricas, tratados a partir de ferramentas

estatísticas. Novos estudos de caso poderiam ser desenvolvidos fazendo-se um comparativo do uso de correlações com resultados obtidos por meio de campanhas experimentais de laboratório;

- Adotou-se como premissa que os dados se aproximariam de uma função de distribuição de probabilidade do tipo normal. Poder-se-ia realizar testes de hipóteses para verificação do comportamento das variáveis solicitação e resistência e o impacto desta consideração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6457** - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7180**. Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR ISO 6457**. Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6508**. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 7180**. Solo — Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6484**. Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6502**. Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 13441**. Rochas e solos – Simbologia. Rio de Janeiro, 1995.

AOKI, N. **Probabilidade de falha e carga admissível de fundação por estacas**. Revista Militar de Ciência e Tecnologia, V. XIX, Brasil, 2002. p.48-64.

AOKI, Nelson. Dogma do fator de Segurança. **VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo**, v. 1, p. 9-42, 2008.

APAZA, M. F.; BARROS, J. M. C. **Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo**. Goiânia-GO: COBRAMSEG, 2014. 8 p.

ARMY, U. S. Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering. **Tech. Letter**, n. 1110-2-547, 1997.

BUSSAB, Wilton de Oliveira; MORETTIN, Pedro Alberto. **Estatística básica**. 6. ED. São Paulo: Saraiva, 2010.

BERBERIAN, Dickran. **Sondagens e ensaios em situ para engenharia**. 9. ed. Brasília: Infasolo/Fundex, 2018.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros; RODRIGUES, José Martinho de Azevedo (Atual.). **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos: volume 1**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, c2015.

CRESTANI, Bruno et al. Análise probabilística do fator de segurança de taludes através do método de Monte Carlo. 2018.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São

Paulo: Cengage Learning, c2015. xv, 612 p.

DECOURT, Luciano. The standard penetration test, state-of-the-art report. **Proc. 12th ICSMFE, Rio De Janeiro**, v. 4, p. 2405-2416, 1989.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**. 1998. p. 1289-1295.

DE MELLO, V. F. B. The standard penetration test: state-of-the-art-report. **4th Pan-American Conf. Soil Mech. Found. Eng.**, Puerto Rico, v. 1, p. 1-86, 1971.

DEVORE, Jay L. **Probabilidade e estatística**: para engenharia e ciências. 6. ed. São Paulo: Thomson, c2006. 692 p.

DUNCAN, J. Michael. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 126, n. 4, p. 307-316, 2000.

FLORES, Emerson Alex Figueroa. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo**. 2008. Tese de Doutorado. PUC-Rio.

FIORI, Alberto Pio. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**: aplicações na estabilidade de taludes. São Paulo: Oficina de Textos, c2015. 576 p., il.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 192 p.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de taludes**: Notas de aula. UERJ, 2009.

GIACON JUNIOR, Admir José. **Análise probabilística da estabilidade de taludes via teoria da confiabilidade**. Bauru, 2018. Tese de mestrado. UNESP.

GODOY, N. S. Fundações: notas de aula, curso de graduação. **São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos-USP**, 1972.

GONÇALVES, Heloisa Helena Silva; MARINHO, Fernando A. M.; FUTAI, Marcos Massao. **MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES: NOTAS DE AULAS REVISADAS** - 2014. São Paulo: USP, 2014. 143 p. Disponível em: <http://www.fau.usp.br/cursos/graduacao/arq_urbanismo/disciplinas/pef0522/Pef0522-notas_de_Aula.pdf>. Acesso em: 22 fev. 2020.

GUEDES, M. C. S. **Considerações sobre análise probabilística da estabilidade de taludes**. 1997. Tese de Doutorado. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

HARA, A.; OHATA, T.; NIWA, M. *et al.* Shear modulus and shear strength of cohesive soils. **Soils and Foundations**, v. 14, n. 3, p. 1-12, 1971.

HATANAKA, Munenori; UCHIDA, Akihiko. Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. **Soils and foundations**, v. 36, n. 4, p. 1-9, 1996.

JOPPERT JR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. Pini, 2007.

KNAPPETT, Jonathan; CRAIG, R. F. **Craig: mecânica dos solos**. Tradução de Amir Elias Abdalla Kurban. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

LARSON, Ron; FARBER, Betsy; CYRO; **TRADUÇÃO TÉCNICA PATARRA. Estatística aplicada**. Prentice Hall, 2004.

MAIA, P. C. A.; SAYÃO, A. F. J. S.; SALLES, R. O.; PEREIRA, J. F. **Retroanálise probabilística da ruptura de um talude rodoviário na BR-153**. São Paulo-SP: COBRAE, 2009. 8p.

MASSAD, Faïçal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MESRI, Gholamreza. New design procedure for stability of soft clays. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 101, n. Discussion, 1975.

MITCHELL, J. K.; GUZIKOWSKI, F.; VILLET, W. C. B. **The measurement of soil properties *in situ* - present methods - their applicability and potential**. *US Dept. of Energy Report*. Berkeley: Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, 1978.

NAVY, U. S. **Design manual: Soil mechanics, foundations, and earth structures. NAVFAC DM**, v. 7, 1986.

PHOON, Kok-Kwang; KULHAWY, Fred H. **Evaluation of geotechnical property variability**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 36, n. 4, p. 625-639, 1999.

SANDRONI, S. S.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. In: **1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Taludes, Rio de Janeiro, ABMS**. 1992. p. 523-535.

SILVA, Jefferson Lins da. **Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. 2006. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

PECK, Ralph Brazelton; HANSON, Walter Edmund; THORNBURN, Thomas Hampton. **Foundation engineering**. New York: Wiley, 1974.

PEREIRA, A. B. **Metodologia semiempírica de cálculo de capacidade de carga geotécnica de estacas com base em dados de SPT extrapolados via krigagem e ensaios de carregamento dinâmico**. 2020. Tese de Doutorado. Tese (Doutorado em Geotecnia)-Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

PEREIRA, A. B. **Aula 03 - Índices físicos dos solos e suas implicações práticas na Engenharia**: Notas de aula. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais unidade Varginha – CEFET, 2018a.

PEREIRA, A. B. **Aula 05 - Classificação dos solos - Sistema Rodoviário (AASHTO) e Sistema Unificado (ASTM)**: Notas de aula. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais Unidade Varginha – CEFET, 2018b.

PEREIRA, A. B. **Caracterização física dos solos – parte II. Limites de Atterberg: limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP)**: Notas de aula. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais Unidade Varginha – CEFET, 2018c.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico dos mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, c2006. iv, 355 p., il.

RIBEIRO, Daniela Fonseca Duarte *et al.* **Estudo das Correlações entre os Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento dos Solos e o Índice de Resistência à Penetração (N_{sPT})**. IX Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, 2018.

RODRIGUEZ ALONSO, Urbano. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, c2010.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. Oficina de Textos, 2012.

STROUD, M. A. **THE STANDARD PENETRATION TEST- ITS APPLICATION AND INTERPRETATION**. Proc. I.C.E. Conf. on Penetration Testing, Inglaterra, Londres. Thomas Telford, 1989.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE, São Paulo, v.1, p. 33-50, 1996.

TORRES FILHO, Rodrigo José de Almeida; ANDRADE, Vanessa Corrêa de. **Comparação entre análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade de taludes em barragens: estudo de caso**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

TQS. **Sises - Sistema de Interação Solo - Estrutura**: Manual Teórico TQS. São Paulo, 2011.

VARELA, Marcio. **Apostila de solos**. Rio Grande do Norte, [ca. 2015]. 52 p. Disponível em: <<https://docente.ifrn.edu.br/marciovarela/disciplinas/mecanica-dos-solos/apostila-de-mecanica-dos-solos>>. Acesso em: 22 fev. 2020.

ZUCCOLO, Paula Lodo. **Procedimento para estimativa da confiabilidade geotécnica a partir de simulações numéricas: aplicação a um talude de solo não saturado**. 2016. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

APÊNDICE A – Perfis ao longo do pé e DA crista do talude

Figura 44 – Perfis dos furos na região do pé do talude: SPT01, SPT02, SPT03, SPT05, SPT06, SPT07 e SPT08 .

SPT 01 - COTA: 906 m			SPT 02 - COTA: 906 m			SPT 03 - COTA: 906 m		
Prof. [m]	Nspt	Solo	Prof. [m]	Nspt	Solo	Prof. [m]	Nspt	Solo
-1	0		-1	0	ARGILA; avermelhada	-1	0	ARGILO ARENOSO; avermelhada
-1,45	4	ARGILA; avermelhada; mole a média	-1,45	2	ARGILO ARENOSO; avermelhada; mole a média	-1,45	5	ARGILA; avermelhada; mole a rija
-2,45	3		-2,45	6	-2,45	7		
-3,45	6		-3,45	6	ARGILA; variegado; mole	-3,45	7	
-4,45	7	ARGILO ARENOSO; avermelhada; mole a média	-4,45	2	ARENO SILTOSO; variegado; pouco compacto a compacto	-4,45	11	ARENO SILTOSO; amarelo esbranquiçado; fofa
-5,45	5	-5,45	4	-5,45		4		
-6,45	8	SILTE ARENOSO; variegado; pouco a mediantemente compacto	-6,45	6	SILTE; variegado; compacto a muito compacto	-6,45	9	SILTE ARENOSO; variegado; med. a muito compacto
-7,45	13	-7,45	10	-7,45		13		
-8,45	18	ARENO SILTOSO; variegado, rosa esbranquiçado e ocre; pouco compacto a compacto	-8,45	15		-8,45	19	
-9,45	26		-9,45	22		-9,45	11	
-10,45	24		-10,45	22		-10,45	22	
-11,45	43	-11,45	29	-11,45	21			
						-12,45	18	
						-13,45	56/30	

SPT 05 - COTA: 906 m			SPT 06 - COTA: 906 m			SPT 07 - COTA: 906 m				SPT 08 - COTA: 906 m					
Prof. [m]	Nspt	Solo	Prof. [m]	Nspt	Solo	Prof. [m]	Nspt	Nº cam	Nspt,m	Solo	Prof. [m]	Nspt	Nº cam	Nspt,m	Solo
-1	0		-1	0		-1	0				-1	0			
-1,45	4	ARGILA; avermelhada; mole a média	-1,45	3	ARGILA; avermelhada; mole a média	-1,45	4	6,0	4,1	ARGILA; avermelhada; mole a média	-1,45	2	4	3,8	ARGILA; avermelhada; mole a média
-2,45	3		-2,45	4		-2,45	3				-2,45	4			
-3,45	5		-3,45	8		-3,45	5				-3,45	8			
-4,45	7		-4,45	4	ARGILO SILTOSO; vermelho roseado; mole	-4,45	6				-4,45	5			
-5,45	7		-5,45	3		-5,45	7				-5,45	6			
-6,45	3		-6,45	4		-6,45	4				-6,45	7			
-7,45	11	SILTE ARGILOSO; variegado; rijo	-7,45	8		-7,45	4	1	4	SILTE ARGILOSO; variegado; mole	-7,45	6			
-8,45	15		-8,45	6		-8,45	7	2	8,5	SILTE ARENOSO; variegado; pouco a med. a compacto	-8,45	8			
-9,45	17		-9,45	10	SILTE ARENOSO; variegado*; fofa a compacto	-9,45	10				-9,45	12			
-10,45	23	SILTE ARENOSO; variegado e rosa esbranquiçado; med. compacto a compacto	-10,45	10		-10,45	16	1	16	ARENO SILTOSO; variegado; med. Compacto	-10,45	16			
-11,45	23		-11,45	19		-11,45	13				-11,45	3	15,0	13,5	SILTE ARENOSO; variegado; fofa a compacto
-12,45	14		-12,45	14		-12,45	18				-12,45	12			
-13,45	26		-13,45	22		-13,45	13				-13,45	14			
-14,45	37		-14,45	18	ARENO SILTOSO; variegado; med. compacto a compacto	-14,45	13				-14,45	20			
			-15,45	17		-15,45	15				-15,45	22			
			-16,45	37		-16,45	18	11,0	19,2	SILTE ARENOSO; variegado; mediantemente compacto a compacto	-16,45	12			
						-17,45	13				-17,45	21			
						-18,45	15				-18,45	22			
						-19,45	28				-19,45	21			
						-20,45	31				-20,45	24	2	28,5	ARENO SILTOSO; variegado; compacto
						-21,45	34				-21,45	33			

Figura 45 – Perfis dos furos na região da crista do talude: SPT10, SPT12 e SPT09 .

SPT 10 - COTA: 912 m			SPT 12 - COTA: 912 m			SPT 09 - COTA: 912 m				
Prof. [m]	Nspt	Solo	Prof. [m]	Nspt	Solo	Prof. [m]	Nspt	Nº cam	Nspt,m	Solo
-1	0	ARGILA; avermelhada; mole a rija	-1	0	ARGILA; avermelhada; muito mole a mole	-1	0	5,0	4,8	ARGILA; avermelhada; mole a média
-1,45	8		-1,45	2		-1,45	16			
-2,45	11		-2,45	6		-2,45	4			
-3,45	6		-3,45	6		-3,45	3			
-4,45	4		-4,45	2		-4,45	4			
-5,45	7		-5,45	4		-5,45	8			
-6,45	8	ARGILO SILTOSO; variegado; médio	-6,45	6	SILTE ARGILOSO; variegado; médio a rijo	-6,45	8	2,0	9,0	ARENO SILTOSO; laranja esbranquiçado; pouco compacto
-7,45	6		-7,45	10		-7,45	10			
-8,45	8	SILTE ARGILOSO; variegado; médio	-8,45	15	ARENO SILTOSO; variegado; compacto	-8,45	20	16,0	20,5	SILTE ARGILOSO; variegado; duro
-9,45	6	ARENO SILTOSO; variegado; pouco compacto a compacto	-9,45	22		-9,45	24			
-10,45	39		-10,45	22		-10,45	24			
			-11,45	29		-11,45	22			
			-12,45	28		-12,45	18			
			-13,45	38		-13,45	23			
						-14,45	16			
						-15,45	26			
						-16,45	14			
						-17,45	22			
					-18,45	15				
					-19,45	21				
					-20,45	27				
					-21,45	16				
					-22,45	21				
					-23,45	21				
					-24,45	18				
					-25,45	27				
					-25,45	41	2,0	34,0	ARENO SILTOSO; laranja esbranquiçado; mediamente compacto a muito compacto	

APÊNDICE B – Evidências e resultados dos ensaios de caracterização

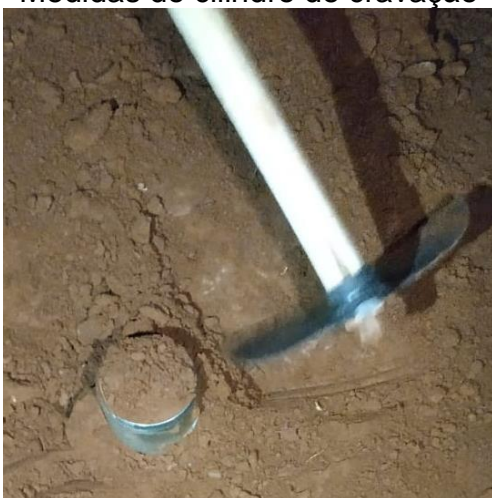
Fotos referentes ao ensaio de massa específica



Medidas do cilindro de cravação



Cravação do cilindro



Retirada do cilindro cravado no solo



Ajustes para pesagem do cilindro com solo

Resultados dos ensaios de determinação de umidade

Cápsula	Massa do solo úmido (g)	Massa do solo seco	Teor de umidade (%)	Teor de umidade médio (%)
1	50	42,374	18,00%	17,8%
	50	42,416	17,88%	
	50	42,537	17,54%	
2	50	42,422	17,86%	18,0%
	50	42,272	18,28%	
	50	42,377	17,99%	
3	50	42,376	17,99%	17,9%
	50	42,563	17,47%	
	50	42,320	18,15%	

Resultados dos ensaios de massa específica

Nº	Medidas referentes ao cilindro					Massa total (kg)	Volume (m³)	Massa específica (kg/m³)
	Diâmetro (mm)	Diâmetro médio (mm)	Altura (mm)	Altura média (mm)	Massa (kg)			
1	104,27	105,09	116,24	115,90	1,0536	2,7796	1,01E-03	1,72E+03
	105,50		115,70					
	105,39		115,79					
	105,20		115,87					
2	105,81	105,29	115,90	116,00	1,0476	2,8111	1,01E-03	1,75E+03
	105,10		116,14					
	105,02		115,92					
	105,21		116,05					
3	105,94	105,93	116,06	116,10	1,0519	2,9055	1,02E-03	1,81E+03
	106,04		115,92					
	105,64		116,23					
	106,09		116,19					

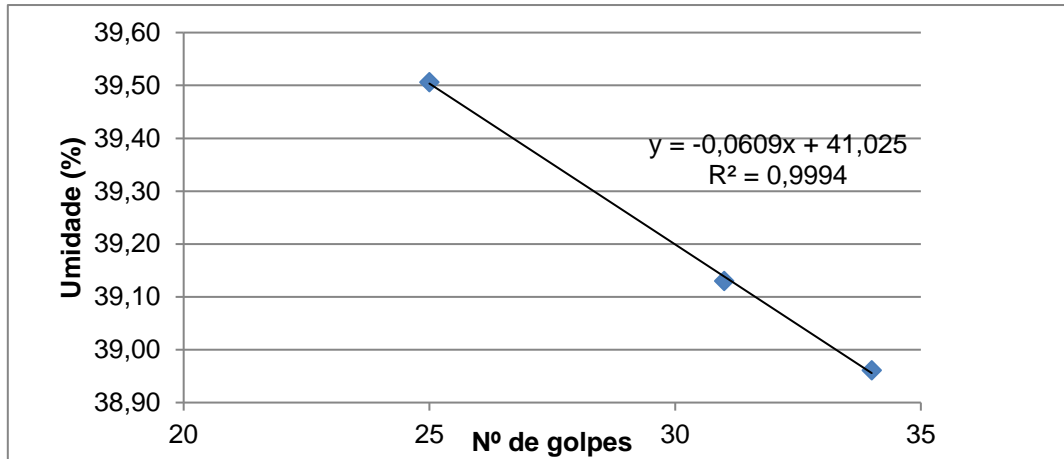
Resultados dos ensaios de LP

Nº da capsula	6	15	17	9	12
Mc	13,76	13,17	13,86	13,28	13,64
Ms + Mc + Mw	15,23	15,26	15,62	14,74	14,98
Ms + Mc	14,95	14,86	15,29	14,45	14,73
Ms	1,19	1,69	1,43	1,17	1,09
Mw	0,28	0,40	0,33	0,29	0,25
Umidade (%)	23,32	23,38	22,82	24,36	23,39
LP (%)	23,45				
	M - massa C - cápsula s - sólidos w - água				

Resultados dos ensaios de LL

Nº da capsula	1	2	3
Mc	12,20	11,70	12,20
Ms + Mc + Mw	22,90	21,30	23,50
Ms + Mc	19,90	18,60	20,30
Ms	7,70	6,90	8,10
Mw	3,00	2,70	3,20
Umidade (%)	38,96	39,13	39,51
Número de golpes	34,00	31,00	25,00
LL (%)	39,51		

Representação gráfica dos resultados dos ensaios de LL



Fotos referentes aos ensaios de LL e LP



Preparação da amostra para ensaios de LL e LP



LL: Amostra homogênea com água conformada no aparelho de Casagrande



LP: Moldagem dos cilindros de solo com aproximadamente 3mm de diâmetro



APÊNDICE C – Desenvolvimento dos panoramas das análises não drenadas

	A	F	H	L	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC
30						Ângulo de atrito							
31		F _{resistente}	F _{solicitante}			LI	MÉDIA	LS					
32		[kN/m]	[kN/m]			Peso							
33	1	31,54	29,8	atual	19,00				Q1-dq	coesão			
34	2	43,05	58,2			8,2	8,2	8,2	MÉDIA				
35	3	48,61	54,1			11,8	11,8	11,8	Q3+dq				
36	4	50,35	41,3			15,3	15,3	15,3					
37	5	73,96	37,4										
38	6	56,37	10,6										
39	7	43,40	-2,5										
40	8	27,18	-5,6										
41	9	11,20	-1,1										
42	Σ	385,66	222,2										

***Alterar

Peso	φ	c [kPa]
19	23,1	8,2

Células usadas como referência nos dados de entrada dos cálculos

***Preencher com os resultados

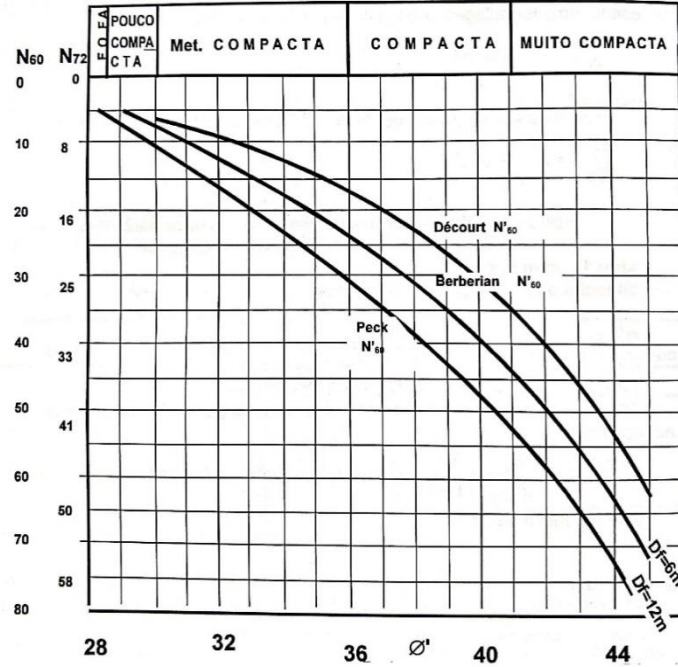
Peso [kN/m ³]	Coesão [kPa]	φ					
		23,1		25,7		28,3	
		F _{resistente} [kN/m]	F _{solicitante} [kN/m]	F _{resistente} [kN/m]	F _{solicitante} [kN/m]	F _{resistente} [kN/m]	F _{solicitante} [kN/m]
19,0	8,2	385,66	222,22				
	11,8						
	15,3						

	A	B	F	G
1	Fatias	γ ₁ [kN/m ³]	φ	c [kPa]
2		Argila	Na superfície	Na superfície
3				
4				
5	1	19	23,1	8,20
6	2	19	23,1	8,20
7	3	19	23,1	8,20
8	4	19	23,1	8,20
9	5	19	23,1	8,20
10	6	19	23,1	8,20
11	7	19	23,1	8,20
12	8	19	23,1	8,20
13	9	19	23,1	8,20
14	Σ			

\$W\$40
\$X\$40
\$Y\$40

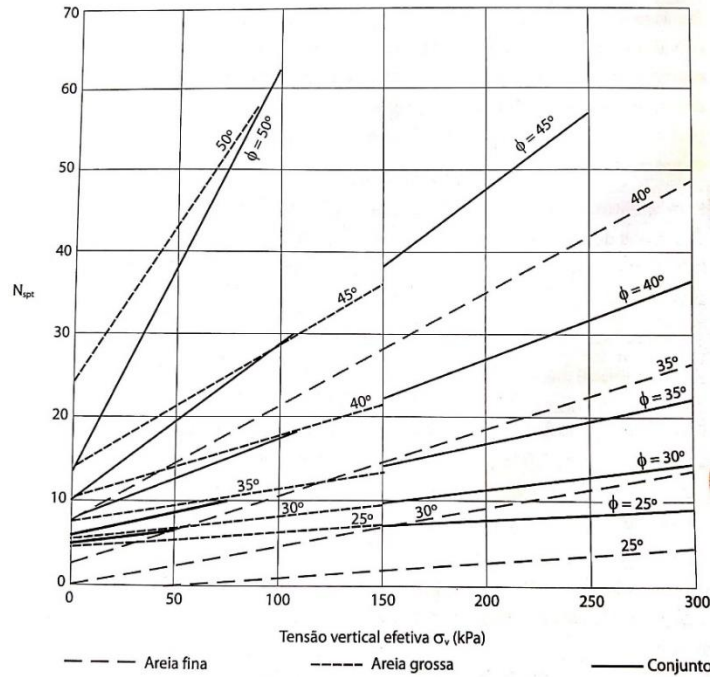
ANEXO B - Referências e formulações para determinação de ângulo de atrito e coesão

Figura 46 – Correlação para ângulo de atrito efetivo por Peck et al. (1986)



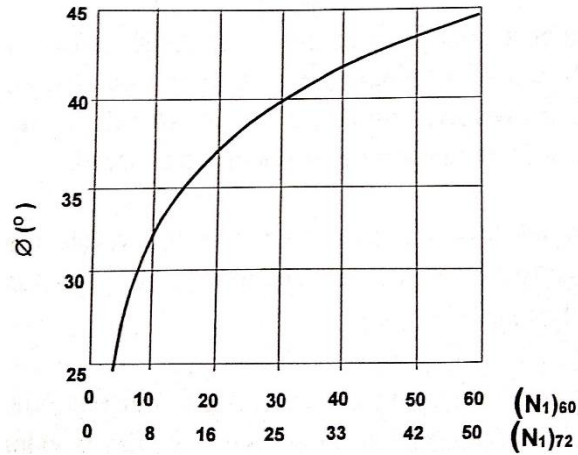
Fonte: Peck et al. (1986) *apud* Berberian (2018).

Figura 47 – Correlação para ângulo de atrito efetivo por Mello (1971)



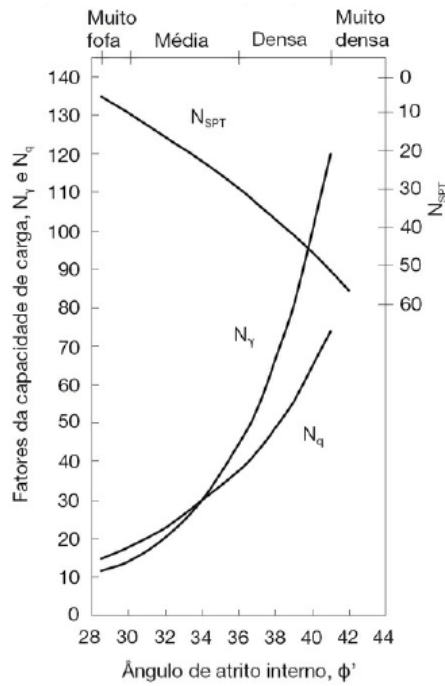
Fonte: Mello (1971).

Figura 48 – Correlação para ângulo de atrito efetivo por Décourt (1991)



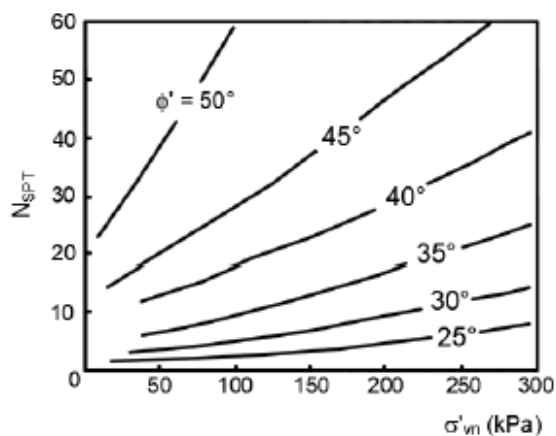
Fonte: Décourt (1991) *apud* Berberian (2018).

Figura 49 – Correlação para ângulo de atrito efetivo por Peck, Hanson e Thornburn (1974)



Fonte: Peck, Hanson e Thornburn (1974).

Figura 50 – Correlação entre N, ângulo de atrito e pressão vertical efetiva



Fonte: Mitchell; Guzikowski; Villet (1978).

Tabela 25 - Parâmetros de resistência e peso específico para solos por Duncan *et al.* (1980)

Classificação de solo	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)
Areias e cascalhos	24	42	0
	23	39	0
	22	36	0
	21	33	0
Areia Siltosa	21	36	0
	20	34	0
	19	32	0
	18	30	0
Areia Argilosa	21	33	24
	20	33	19
	19	33	14
	18	33	10
Argila arenosa	21	30	19
	20	30	14
	19	30	10
	18	30	5

Fonte: Adaptado de Duncan *et al.* (1980).

Tabela 26 - Parâmetros de resistência e peso específico para solos por Joppert (2007)

Tipo de solo	Faixa de SPT	Peso específico (kN/m ³)		Ângulo de atrito efetivo (°)	Coesão efetiva (kN/m ²)
		natural	saturado		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	17	18	25	-
	5 - 8	18	19	30	-
	9 - 18	19	20	32	-
	19 - 41	20	21	35	-
	≥ 41	20	21	38	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	17	18	25	0,0
	5 - 8	18	19	28	5,0
	9 - 18	19	20	30	7,5
	19 - 41	20	21	32	10,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	15	17	20	7,5
	3 - 5	16	17	23	15,0
	6 - 10	17	18	25	30,0
	≥ 10	18	19	25	30,0 - 70,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	17	18	20	7,5
	3 - 5	18	19	23	15,0
	6 - 10	19	19	24	20,0
	11 - 19	19	19	24	30,0
	20 - 30	20	20	25	40,0
	≥ 30	20	20	25	50,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	15	17	15	10
	3 - 5	17	18	15	20
	6 - 10	18	19	18	35
	11 - 19	19	19	20	50
	≥ 20	20	20	25	65
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	18	19	25	15,0
	9 - 18	19	20	26	20,0
	19 - 41	20	20	27	30,0
	≥ 41	21	21	28	50,0

Fonte: Joppert (2007).

Tabela 27 – Valores de ângulo de atrito efetivo por Terzaghi e Peck (1953)

Areia	Fina		Média e Grossa		Com pedregulhos
	Grãos		Grãos		
Compacidade	esféricos	angulosos	esféricos	angulosos	
Fofa	7	28	29	33	34
Média	30	32	33	38	37 - 39
Compacta	33	36	36	44	40 - 45

Fonte: Terzaghi; Peck (1953) *apud* Berberian (2018).

Tabela 28 – Recomendação de Bowles (1996) para ângulo de atrito efetivo corrigido quanto à perda de energia e profundidade

<i>Densidade Relativa</i>		0	0,15	0,35	0,65	0,85
Fina	N ₆₀	1 - 2	3 - 6	7 - 15	16 - 30	> 40
Média		2 - 3	4 - 7	8 - 20	21 - 40	> 40
Grossa		3 - 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	> 45
Fina	∅	26 - 28	28 - 30	30 - 34	33 - 38	< 50
Média		27 - 28	30 - 32	32 - 42	36 - 42	
Grossa		28 - 30	30 - 34	33 - 40	40 - 50	

Fonte: Adaptado de Bowles (1996) *apud* Berberian (2018).

Tabela 29 – Valores de ângulo de atrito utilizados pelo TQS (2011)

Descrição de solo	Compacidade / consistência	Ângulo de atrito (°)
Areia	Fofa SPT ≤ 4	30,0
Areia	Pouco compacta 4 < SPT ≤ 8	32,5
Areia	Mediana / compacta 8 < SPT ≤ 18	32,5
Areia	Compacta 18 < SPT ≤ 40	35,0
Areia	Muito compacta 40 < SPT	40,0
Argila	Mole SPT ≤ 5	17,5
Argila	Média 5 < SPT ≤ 10	20,0
Argila	Rija 10 < SPT ≤ 19	25,0
Argila	Dura 19 < SPT	30,0
Silte	Muito argiloso	20,0
Silte	Argiloso	27,5
Pedregulho	Limpo	37,5
Pedregulho	Grosso anguloso	40,0

Fonte: TQS (2011).

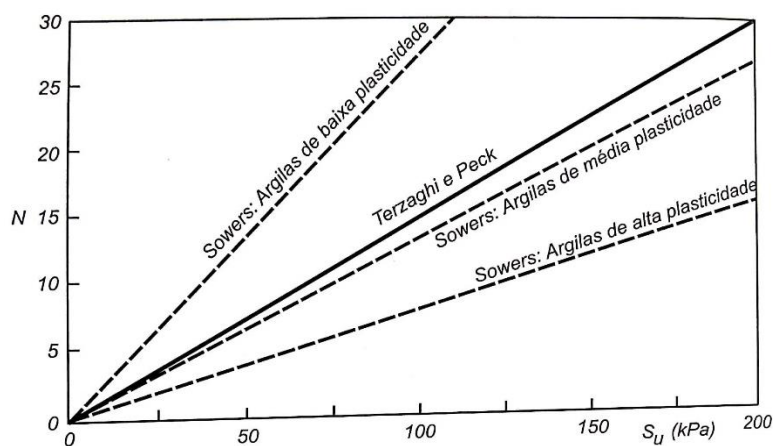
Tabela 30 – Valores típicos de ângulo de atrito drenado para areias e siltes

Tipo de solo	ϕ' (graus)
Areia: Grãos arredondados	
Fofo	27 - 30
Média	30 - 35
Compacto	35 - 38
Areia: Grãos angulares	
Fofo	30 - 35
Média	35 - 40
Compacto	40 - 45
Pedregulho com alguma areia	34 - 48
Siltes	26 - 35

Fonte: Das e Sobhan (2015).

ANEXO C - Referências e formulações para determinação de coesão

Figura 51 – Correlação entre N e a resistência não drenada de argilas



Fonte: Navy (1986).

Tabela 31 – Recomendação de Bowles (1996)

N_{70}	c_u (kPa)
0 - 2	< 25
3 - 5	25 - 50
6 - 9	50 - 100
10 - 16	100 - 200
17 - 30	200 - 400
> 30	> 400

Fonte: Bowles (1996) *apud* Berberian (2018).

Tabela 32 – Recomendação de valores para coesão por Das e Sobhan (2015)

IC	N_{60}	N_{72}	q_u^* (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)
< 0,5	< 2	< 1	< 25	< 13
0,5 - 0,75	2 - 8	1 - 5	25 - 80	13 - 40
0,75 - 1,0	8 - 15	5 - 9	80 - 150	40 - 75
1,0 - 1,5	15 - 30	9 - 17	150 - 400	75 - 200
> 1,5	> 30	> 17	> 400	> 200

* q_u é a resistência à compressão não confinada.

$$c_u = q_u / 2$$

Fonte: Adaptado de Das e Sobhan (2015).

Tabela 33 – Valores de coesão utilizados pelo TQS (2011)

Descrição de solo	Compacidade / consistência		Coesão (kN/m ²)	
			Efetiva	Não-drenada
Areia	Fofa	SPT ≤ 4	0,0	0,0
Areia	Pouco compacta	4 < SPT ≤ 8	0,0	0,0
Areia	Mediana / compacta	8 < SPT ≤ 18	0,0	0,0
Areia	Compacta	18 < SPT ≤ 40	0,0	0,0
Areia	Muito compacta	40 < SPT	0,0	0,0
Argila	Mole	SPT ≤ 5	10,0	17,5
Argila	Média	5 < SPT ≤ 10	20,0	37,5
Argila	Rija	10 < SPT ≤ 19	25,0	75,0
Argila	Dura	19 < SPT	25,0	45,0
Silte	Muito argiloso		0,0	0,0
Silte	Argiloso		0,0	0,0
Pedregulho	Limpo		10,0	17,5
Pedregulho	Grosso anguloso		0,0	30,0

Fonte: TQS (2011).